



Universidad Nacional Mayor de San Marcos

Universidad del Perú. Decana de América

Facultad de Ciencias Físicas

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Mecánica de
Fluidos

Diseño de abastecimiento de agua del poblado rural

“12 de junio” Villa María del Triunfo - Lima

MONOGRAFÍA TÉCNICA

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos

AUTOR

Luis Fernando LÓPEZ LLAVE

AUTOR

Reuter Arturo ALIAGA DÍAZ

Lima, Perú

2008



Reconocimiento - No Comercial - Compartir Igual - Sin restricciones adicionales

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

Usted puede distribuir, remezclar, retocar, y crear a partir del documento original de modo no comercial, siempre y cuando se dé crédito al autor del documento y se licencien las nuevas creaciones bajo las mismas condiciones. No se permite aplicar términos legales o medidas tecnológicas que restrinjan legalmente a otros a hacer cualquier cosa que permita esta licencia.

Referencia bibliográfica

López, L. (2008). *Diseño de abastecimiento de agua del poblado rural “12 de junio” Villa María del Triunfo - Lima*. Monografía Técnica para optar el título profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos. Escuela Académico Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos, Facultad de Ciencias Físicas, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Lima, Perú.

INDICE	PAG
RESUMEN	01
INTRODUCCION	03
I. CONSIDERACIONES TEORICAS	04
1. Estudio y Recopilación de Información	05
1.1 Información Social	05
1.1.1 Población	05
1.1.2 Nivel de Organización de la Población	06
1.1.3 Actividad Económica	06
1.2 Información Técnica	06
1.2.1 Topografía	06
1.2.2 Tipo de Suelo	07
1.2.3 Clima	07
2. Dinámica Poblacional	08
2.1 Periodo de Diseño	08
2.2 Determinación de La Población Futura (Métodos)	09
2.2.1 Método Aritmético	09
2.2.2 Método Interés Simple	10
2.2.3 Método de La Parábola de Segundo Grado	10
2.2.4 Método Geométrico	10
2.2.5 Método Racional.	11
2.2.6 Método De Saturación.	11
2.2.7 Método Sunass	12
2.2.8 Métodos de Incrementos Variables:	12
3. Dotación de Agua	13
3.1 Factores que Influyen para el Consumo de Agua	13
3.1.1 Clima	13
3.1.2 Costumbres de la Población	13
3.1.3 Tipo de actividades de la población	13
3.1.4 Calidad y costo de agua	13
4. Fuentes de Abastecimiento	13
4.1 Agua Meteórica	14
4.2 Agua Superficial	14
4.3 Agua de Mar	14
4.4 Agua de Manantial	14
4.5 Agua Subterránea	14
5. Línea De Conducción	14
5.1 Consideraciones de Diseño	15
5.2.1 Caudal de Diseño	15
5.2.2 Carga Disponible	15
5.2.3 Clases de Tubería	15
5.2.4 Diámetros	16
6. Línea de impulsión	17
6.1. Caudal de diseño	17
6.2 Selección de diámetros	17

6.3. Tuberías	17
6.4. Altura dinámica total (Ht)	17
6.5. Cálculo del fenómeno de golpe de ariete	18
7. Reservorios	19
7.1 Generalidades.	19
7.2 Ubicación.	20
7.3 Clasificación.	20
7.3.1 Por su posición.	20
7.3.2 Por su ubicación.	20
7.3.3 Por su sección.	20
7.3.4 Por el material empleado para su construcción	20
7.4 Capacidad o Volumen Del Reservorio.	21
8. Red de Distribución	21
8.1 Diseño de Redes de Distribución	21
8.1.1 Estudio de Una Red de Distribución	21
8.1.2 Datos previos	22
8.1.3 Diámetros Mínimos	22
8.1.4 cálculo de Caudales	23
8.1.5 Demanda punta	25
8.1.6 Agua para incendios	27
8.1.7 Criterios para la elección del tipo de red	29
8.1.8 Trazado	29
8.1.9 Elementos de inspección y registro	30
8.1.10 Velocidades recomendables en tuberías	31
8.1.11 Pérdidas de carga en los conductos	31
8.2. Métodos de Cálculo de Una Red de Distribución	32
8.2.1 Red Ramificada	33
8.2.2- Red Mallada	33
II SITUACION ANALITICA DEL AREA DE ESTUDIO	35
2.1 Información General	36
2.1.1 Información Social	36
2.1.1.1 Población	36
2.1.1.2 Usos y Costumbres	36
2.1.1.3 Estudio Socio Económico	37
2.1.2 Información Técnica	37
2.1.2.1 Características Topográficas Del Terreno	37
2.1.2.2 Clima	37
2.2 Objetivos	37
2.2.1 General	37
2.2.2 Específicos	38
III PROPUESTAS DE SOLUCION	39
3.1 Alternativa “A”	40
3.2 Alternativa “B”	40
3.3 Alternativa “C”	41
IV DESARROLLO DE LA INGENIERÍA DEL PROYECTO	42
4.1 Dinámica Poblacional	43
4.1.1 periodo de diseño	43
4.1.2 Determinación de La Población Futura	44

4.2 Fuentes de Abastecimiento	48
4.3 Parámetros de Diseño	48
4.3.1 Calculo de fuentes de Reservorio	52
4.3.2 Calculo de la Línea de Conducción	56
4.3.3 Cálculo de la Línea de Impulsión	58
4.3.4 Cálculo de la Línea Aductora	68
4.3.5 Calculo de la red de la distribución	69
 V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	 74
 VI BIBLIOGRAFIA	 76
 VII ANEXOS	 79
Anexo 01: Plano de Ubicación del AA HH 12 de Junio	79
Anexo 02: Esquemas de las Alternativas de Solución	80
Anexo 03: Cuadros y Graficas	87
Anexo 04: Vistas Fotográficas	97

RESUMEN

Existen en la periferie de Lima Metropolitana muchas concentraciones de poblaciones que carecen de servicio de agua potable; habiéndose elegido entre estos al Centro Poblado Rural “12 DE JUNIO”, perteneciente al distrito de Villa Maria del Triunfo, como unidad de análisis, al contar con la información suficiente para la elaboración de la presente monografía, la cual consta de una Introducción, CINCO (05) Capítulos y Anexos.

En el Capítulo I, que trata sobre las consideraciones teóricas del estudio, relacionadas con la recopilación social y técnica. La dinámica poblacional, diseñada para prever el crecimiento de la población en un periodo de tiempo prudencial; los métodos que se utilizan para determinar a la población futura, factor importante en la formulación de un proyecto de abastecimiento de agua potable.

Las fuentes de abastecimiento y la cantidad de agua que se va a proporcionar, la que se encuentra en función con el clima, las costumbres de su población, actividades que se realizan y el costo que esto implica.

Asimismo, se encuentra especificado lo que es el elemento estructural de las obras de toma lateral, las líneas de conducción, las consideraciones de diseño y diámetros. También lo referente a los reservorios, que constituyen un papel básico para el diseño del sistema de distribución.

El Capítulo II, Situación Analítica del Área de estudio, es la aplicación de los conocimientos teóricos que se describen en el capítulo precedente; indicando que el AAHH “12 DE Junio” tiene una topografía bien accidentada, su extensión es de 203 941.47 m², distribuidos en 475 lotes, su densidad poblacional actual es de 3.85 hab/lote.

Utilizando los diferentes métodos par la determinación de la población futura, se dio como proyección para el año 2025, 2490 habitantes.

Considerandose como objetivos General, mejorar la calidad de vida de la población,

El Capítulo III, Se indican como Propuestas de Solución, la elección de una de las TRES (3) Alternativas, las cuales deben ser evaluadas, considerando los parámetros hidráulicos y requerimientos para la ubicación de reservorios.

El Capítulo IV, Desarrollo de la ingeniería del proyecto, considerando la dinámica poblacional, fuentes de abastecimiento y los parámetros de diseño.

El Capítulo V, nos muestra las Conclusiones y recomendaciones

El Capítulo VI, la Bibliografía utilizada para la elaboración de la monografía técnica.

El Capítulo VII, Consta de 04 Anexos, en el Anexo 01 se encuentra el plano de ubicación del AAHH 12 de Junio, en el Anexo 02 los Esquemas de las Alternativas de Solución, en el Anexo 03 las Gráficas de Población, fuentes de abastecimiento, parámetros de diseño, fuentes de reservorios, Línea de conducción, Línea de Impulsión y finalmente el Anexo 04 con Vistas Fotográficas.

INTRODUCCION

El presente trabajo contiene los conocimientos teóricos que se deben tener en cuenta en la elaboración de un estudio de factibilidad para el abastecimiento de agua potable en aquellas poblaciones que carecen de este servicio; así mismo sobre la existencia de diversos métodos y alternativa para plantear y diseñar sistemas de abastecimiento.

Se ha elegido como área de análisis el centro poblado rural “12 de Junio” de villa Maria del Triunfo, obteniéndose la información requerida en la municipalidad del distrito y de otras fuentes bibliograficas.

Para el diseño del sistema de abastecimiento de agua, se considero tres alternativas, las cuales fueron evaluadas considerando los parámetros hidráulicos y requerimientos para la ubicación de reservorios.

Finalizando con el desarrollo de la ingeniería del proyecto elegido con la proyección poblacional del Asentamiento humano al año 2025, y con la aplicación de métodos y parámetros que significo el estudio.

I. CONSIDERACIONES TEORICAS

I. CONSIDERACIONES TEORICAS

1. Estudio y Recopilación de Información

La primera acción que debe realizarse a efectos de determinar la factibilidad de un proyecto es la visita a la zona. En ella, buscando la máxima participación de la población, se realizan las actividades de reconocimiento de campo y recopilación de la información básica necesaria para la elaboración de los estudios. Durante su permanencia, el técnico deberá coordinar diversas reuniones a fin de conocer la situación actual de consumo de agua y evaluar la participación comunal, y discutir el proyecto con la mayor cantidad de beneficiarios. Para ello, sin crear falsas expectativas, se debe explicar la importancia del agua potable y el procedimiento de trabajo a seguir para concretar el proyecto.

Se debe solicitar información sobre la población que va a ser atendida, la disponibilidad de materiales locales, la existencia de fuentes de agua y cualquier otra información necesaria para llevar a cabo una investigación completa y obtener resultados precisos con la finalidad de determinar si es factible o no la instalación de un sistema de abastecimiento de agua potable.

1.1 Información Social

1.1.1 Población

El factor población es el que determina los requerimientos de agua. Se considera que todas las personas utilizarán el sistema de agua potable a proyectarse siendo necesario por ello empadronar a todos los habitantes, identificar en un croquis, la ubicación de locales públicos y el número de viviendas por frente de calle; adicionándose un registro en el que se incluya el nombre del jefe de familia y el número de personas que habitan en cada vivienda.

Para efectos de recoger los datos de población, con el apoyo de las autoridades y/u organizaciones, como por ejemplo el comité pro-agua potable, Adicionalmente a esta actividad, se recomienda recopilar información de los censos y encuestas anteriormente realizados y en algunos casos recurrir al

municipio a cuya jurisdicción pertenece el centro poblado. Dicha información permitirá obtener registros de nacimientos, defunciones y crecimiento vegetativo de la población.

1.1.2 Nivel de Organización de la Población

Para realizar un proyecto de abastecimiento de agua potable es indispensable conocer el entusiasmo, motivación y capacidad de cooperación de la población. Para formarnos una idea del nivel de organización de la población es necesario recopilar información sobre anteriores experiencias de participación de la comunidad en la solución de sus necesidades. Por ejemplo, en la construcción de escuelas, iglesias, caminos, canales de riego, etc. Así como evaluar los patrones de liderazgo, identificando a las personas cuya opinión es respetada y que tengan la capacidad de organizar y estimular la participación de la población.

1.1.3 Actividad Económica

Es importante conocer la ocupación de los habitantes así como la disponibilidad de recursos (valor de la propiedad, agro industrias, etc). Aprovechando la permanencia en la zona de estudio, se recopilará también información sobre los jornales promedio, la mano de obra disponible: maestros de obra, albañiles, peones, etc. Además, se solicitará información sobre la manera en que la población contribuirá en la ejecución de la obra, tanto con aporte económico, material o en mano de obra.

1.2 Información Técnica

1.2.1 Topografía

Esta puede ser plana, accidentada o muy accidentada. Para lograr la información topográfica es necesario realizar actividades que permitan presentar en planos los levantamientos especiales, la franja del trazo de la línea de conducción y aducción y el trazo de la red de distribución. Dicha información es utilizada para realizar los diseños hidráulicos de las partes o componentes del sistema de abastecimiento de agua potable; para determinar la longitud total de la tubería, para establecer la ubicación exacta de las estructuras y para ubicar el volumen de movimiento de tierras. Siendo importante que

luego de observar el terreno, se seleccione la ruta más cercana y/o favorable entre el manantial y el poblado, para facilitar la construcción y economizar materiales en la línea de conducción y aducción.

Para el caso de la red de distribución es necesario considerar el área donde se localizan las construcciones (viviendas y locales públicos) y la zona de expansión futura, con la finalidad de considerar los requerimientos de consumo para el último año del periodo de diseño.

Existen diferentes instrumentos para efectuar un estudio topográfico siendo el altímetro, el eclímetro y el teodolito los más utilizados.

1.2.2 Tipo de Suelo

Los datos referentes a los tipos de suelos serán necesarios para estimar los costos de excavación y/o rellenos. Dichos costos serán diferentes para los suelos arenosos, arcillosos, gravosos, rocosos y otros. Además, es necesario considerar si en la población se han realizado obras de pavimentación y empedrado de las calles, con la finalidad de determinar el costo de rotura y reposición.

Es necesario conocer la resistencia admisible del terreno para considerar las precauciones necesarias en el diseño de las obras civiles.

1.2.3 Clima

Es importante registrar la información climática que permitirá una adecuada planificación de las actividades y mayor eficacia en el aspecto constructivo.

Se recomienda registrar las temperaturas máximas y mínimas y, si existe congelación o no ya que dependiendo del tipo de clima se deberán tomar precauciones durante la elaboración del concreto. Para los climas fríos, con temperaturas menores de 4 °C , se recomienda usar agua caliente y aún en casos extremos calentar la arena y grava; y proteger el concreto fresco de las heladas, usando encofrados o coberturas aislantes. En climas cálidos con temperaturas mayores a 32 °C es preferible vaciar el concreto durante la noche, recomendándose enfriar los agregados y utilizar agua enfriada artificialmente

Finalmente es necesario recopilar la información de los meses con temporadas de lluvia y épocas de estiaje con la finalidad de programar y realizar las actividades de ejecución de las obras en los meses más favorables.

2. Dinámica Poblacional

Las obras de agua potable no se diseñan para satisfacer sólo una necesidad del momento actual sino que deben prever el crecimiento de la población en un periodo de tiempo prudencial que varía entre 10 Y 40 años; siendo necesario estimar cuál será la población futura al final de este periodo. Con la población futura se determina la demanda de agua para el final del periodo de diseño.

2.1 Periodo de Diseño

Para la elaboración de un proyecto de abastecimiento, se debe decidir acerca del tiempo que dicha instalación servirá en forma adecuada a la comunidad, lo que exige tener información sobre el número de habitantes que serán servidos, junto con un análisis que puedan afectar el consumo.

Estos factores sirven para poder fijar el periodo de diseño, y de los que podemos indicar:

- Crecimiento poblacional. que trae como consecuencia el incremento de las necesidades urbanas y del tamaño de la ciudad.
- Duración de los materiales empleados, existiendo recomendaciones en los cuales sugieren tiempos de duración de las instalaciones, así tenemos:

• Redes de distribución de agua	20 - 25 años
• Redes de alcantarillado	20 - 25 años
• Línea de conducción	20 - 40 años
• Tomas de agua	30 - 40.años
• Equipos de bombeo	10 - 15 años

Situación socio económica de los pobladores y su tendencia al desarrollo, los plazos de justificación de acuerdo con la realidad económica de las localidades.

Para determinar el periodo de diseño se consideran factores como: durabilidad o vida útil de las instalaciones, factibilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución, tendencias de crecimiento de la población y posibilidades de financiamiento.

2.2 Determinación de La Población Futura

La determinación de la población futura es el factor más importante para la elaboración de un proyecto de abastecimiento de agua potable y desagüe. La determinación de la población futura está función de muchos factores, entre estos factores se considera los políticos, sociales y económicos, influenciado por los nacimientos, defunciones, emigraciones, etc., los factores comercio e industria pueden producir cambios bruscos en la población así como también el crecimiento lento.

Existen varios métodos para determinar en forma aproximada la población futura que se basan en datos estadísticos, tales como censos, estudios socio - económicos. etc.

El cálculo para la población futura se hará basado en los siguientes métodos:

2.2.1 Método Aritmético

Este método se emplea cuando la población esta en franco crecimiento.

Se aplica la fórmula:

$$Pf = Po + r(t - t_0)$$

Donde:

Pf = Población a calcular

Po = Población inicial

r = Razón de crecimiento: $r = ((P_{i+1}) - P_i) / ((t_{i+1}) - t_i)$

t = Tiempo futuro

t₀ = Tiempo inicial

2.2.2 Método Interés Simple

Es aquel método que considera el crecimiento poblacional como un capital que esta impuesto ha un interés simple, que responde a la formula siguiente:

$$Pf = Po * (1 + r * (Tf - To))$$

Donde:

Pf: Población a calcular.

Po: Población inicial

r: Razón de crecimiento:

$$r = \frac{(Pi + 1) - Pi}{Pi} \cdot \frac{(Ti + 1) - Ti}{Ti}$$

2.2.3 Método de La Parábola de Segundo Grado

Este método se usa preferentemente .en poblaciones que se encuentran en el periodo de asentamiento o inicio (solo se escogerán tres datos censales). Y le corresponde la siguiente formula:

$$P = A * \Delta t^2 + B * \Delta t + C$$

Donde:

P = Población a calcular.

A, B, C= Constantes.

Δt = Intervalo de tiempo.

2.2.4 Método Geométrico

Este método se usa cuando la población esta en su iniciación o periodo de saturación, mas no cuando se encuentra en franco crecimiento.

Correspondiéndole la siguiente fórmula:

$$P = Po * I^{(t-to)}$$

Donde:

P: Población a calcular

t=Tiempo n que se calcula la población

to=Tiempo inicial

r=Factor de cambio de las poblaciones

2.2.5 Método Racional.

Este método tiene en cuenta algunos factores que tienen influencia en el crecimiento poblacional, tales como presencia de centros educativos, aspectos ocio-económicos, geográficos, culturales, etc.

Este método se basa en el crecimiento vegetativo, para lo cual se tiene la siguiente formula

$$P_f = P_a + \left[\begin{array}{cc} \text{Crecimiento} \pm \text{Mor.} \\ \text{Vegetativo} & \text{Migratorio} \end{array} \right] T_0$$

P_a = Referido al area en estudio (ultimo censo)

Crec. veg = Nacidos - Defunciones

T = Tiempo en años

P_f = Poblacion Futura

De acuerdo con los datos del municipio

2.2.6 Método De Saturación.

En este método se calcula el número máximo de habitantes que según Reglamento no debe ser menor a 6 habitantes por lote y por la cantidad de lotes que existen en la población., así tendremos:

Cantidad de lotes = 1 549

Cantidad de habitantes por lote = 7 hab.

Población = 1 549 x. 7 = 10 843.hab.

2.2.7 Método Sunass

$$Pf=Pa(1+0.015)^{18}$$

2.2.8 Métodos de Incrementos Variables:

Para este método se utiliza la siguiente formula:

$$P_T = P_n + m \Delta_1 P + \frac{m(m+1)}{2} \Delta_2 P$$

Donde

$$\Delta_1 P = \frac{P_n + P_0}{n-1} \quad y \quad \Delta_2 P = \frac{(P_n - P_{n-1}) - (P_1 - P_0)}{n-2}$$

Donde:

PT = Población en el año t

Pn = población de referencia del último año censado

M = Intervalo de tiempo entre P_n y P_t

Δ1P = Promedio de los intervalos variables

Pn-1 = Población penúltima de referencia

P1 = Población siguiente a la inicial

Δ2P = Promedio de los incrementos variable de población

P0 = Población inicial en el año de partida

n = # de clase con 10 años de intervalo entre clase de acuerdo con nuestros datos.

3. Dotación de Agua

Siendo la dotación la cantidad de agua que se va a proporcionar a la población para cubrir sus necesidades primarias y que conlleva al normal desenvolvimiento de sus actividades viene expresada en lts/hab/día.

La dotación esta ligada a factores que son necesarios tomarlos en cuenta para una elección acertada: climatología de la zona, costumbres de la población, tipo de actividades como comercial o industrial, amplitud del alcantarillado calidad y costo del agua.

3.1 Factores que Influyen para el Consumo de Agua

3.1.1 Clima

El clima de la localidad es un factor importante para el consumo de agua. Una población en una región calurosa en tiempo seco, requerirá mayor cantidad de agua que una situada en un territorio de moderada temperatura.

3.1.2 Costumbres de la Población.

En las costumbres de la población se debe apreciar el grado de cultura y la capacidad económica de esta, lo cual nos da una idea de la cantidad de agua que va a ser consumida. Cuando el nivel de vida de los pobladores es bajo, entonces diremos que no existe una política educativa de higiene sanitaria; pero cuando se implementen estas y se desarrollen el nivel de vida, el consumo de agua se incrementará.

3.1.3 Tipo de actividades de la población

Es sabido por regla general que en poblaciones que tienen mayor movimiento comercial e industrial, hay mayor consumo de agua. Que en una ciudad totalmente residencial.

3.1.4 Calidad y costo de agua

La mejor calidad de agua hará que esta incremente su costo, pero esto redundará en la buena salud de la población.

4. Fuentes de Abastecimiento

Las fuentes de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable y antes de dar cualquier paso es necesario definir su ubicación, tipo, cantidad y calidad. De acuerdo a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento así como a la topografía del terreno, se consideran dos tipos de sistemas: los de gravedad y los de bombeo.

En los sistemas de agua potable por gravedad, la fuente de agua debe estar ubicada en la parte alta de la ubicación de la población para que el agua fluya a través de tuberías, usando sólo la fuerza de la gravedad. En los sistemas de agua potable por bombeo, la

fuentes de agua se encuentran localizadas en elevaciones inferiores a las poblaciones de consumo, siendo necesario transportar el agua mediante sistemas de bombeo a reservorios de almacenamiento ubicados en elevaciones superiores al centro poblado.

Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, es importante seleccionar una fuente adecuada o una combinación de fuentes para abastecer de agua en cantidad suficiente a la población. De acuerdo a la forma de abastecimiento se consideran tres tipos principales de fuente: aguas de lluvia, aguas superficiales y aguas subterráneas.

Las fuentes superficiales de abastecimiento de agua potable se clasifican según el origen:

Tipos de Fuentes de agua

4.1 Agua Meteórica

La que está o deriva en forma inmediata de la atmósfera

4.2 Agua Superficial

La procedente de corrientes; lagunas, lagos y embalses naturales y artificiales, que ser dulce o salobre.

4.3 Agua de Mar

Proveniente de los océanos y mares, que también se denomina agua salada

4.4 Agua de Manantial

Fuente natural de agua que brota de la tierra o entre las rocas: puede ser permanente o temporal. Se origina en la filtración de agua de lluvia o nieve que penetra en un área y emerge en otra, de menor altitud, donde el agua no está confinada en un conducto impermeable.

4.5 Agua Subterránea

Parte de la precipitación en la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación, formando así las aguas subterráneas. La explotación de éstas dependerá de las características hidrológicas y de la formación geológica del acuífero.

La captación de aguas subterráneas se puede realizar a través de manantiales, galerías filtrantes y pozos (excavados y tubulares).

5. Línea De Conducción

La Línea de Conducción en un sistema de abastecimiento de agua potable, está constituido por un conjunto de tuberías, válvulas, accesorios, estructuras y obras de arte encargados de la conducción del agua desde la captación hasta el reservorio, aprovechando la carga estática existente. Debe de utilizarse al máximo la energía disponible para conducir el gasto deseado, lo que en la mayoría de casos nos llevará a la selección del diámetro mínimo que permita presiones iguales o menores a la resistencia física que el material de la tubería soporte.

Las tuberías normalmente siguen el perfil del terreno, salvo el caso de que a lo largo de una ruta por donde se deberá realizar la instalación de las tuberías, existan zonas rocosas insalvables, cruces de quebradas, terrenos erosionables que requieran de estructuras especiales.

Para lograr un mejor funcionamiento del sistema, a lo largo de la Línea de Conducción puede requerirse cámaras rompe presión, válvulas de aire, válvulas de purga, etc. Cada uno de estos elementos precisa de un diseño de acuerdo a características particulares.

5.1 Consideraciones de Diseño.

Definido el perfil de la Línea de Conducción, es necesario considerar criterios básicos de diseño que permitan el planeamiento final basándose en las siguientes consideraciones:

5.1.1 Caudal de Diseño

Es el correspondiente al Caudal Máximo Diario (Q_{md}), el que se calcula considerando el caudal medio de la población para el periodo del año seleccionado (Q_m) y el factor k_1 del día de máximo consumo.

5.1.2 Carga Disponible

Viene a estar dada por la diferencia de cotas entre la captación y el reservorio,

5.1.3 Clases de Tubería

Tuberías con la capacidad de soportar las presiones hidrostáticas. Las clases de tubería a seleccionarse estarán definidas por las máximas presiones que ocurran en la línea representada por la línea de carga estática y las mínimas debido a la presión dinámica. Para la selección se debe considerar una tubería que resista la

presión mas elevada que pueda producirse (presión estática o dinámica), ya que la presión máxima no ocurre bajo condiciones de operación, sino cuando se presenta la presión estática, al cerrar la válvula de control en la tubería. En la mayoría de los proyectos de abastecimiento de agua potable para poblaciones rurales se utilizaran tuberías PVC (Policloruro de Vinilo). Se fabrican mediante la plastificación de polímeros, siendo el policloruro de vinilo en forma granular, la materia prima utilizada para la fabricación de la tubería conocida como PVC. Este material tiene ventajas comparativas con relación a otro tipo de tubería; es económico, flexible, durable, de poco peso y de fácil transporte e instalación, además son las tuberías que incluyen diámetros comerciales menores a 2” y que fácilmente se encuentran en el mercado. En general, la tubería de plástico tiene poca resistencia relativa a impactos, esfuerzos externos y aplastamiento por lo cual su empleo es mas conveniente enterrada en zanjas. En el cuadro siguiente se presentan las clases comerciales de tuberías PVC con sus respectivas cargas de presión.

Clases de tuberías de PVC en función de la Presión

NORMAS ISO

Clase (Kg/cm ²)	Presión de Operacion Metros de Agua (m)	Presión (lbs/pulg ²)	Presión Atmósfera
5.0	50	71.5	5.0
7.5	75	107.3	7.5
10.0	100	143.0	10.0
15.0	150	214.5	15.0
20.0	200	486.0	20.0
25.0	250	357.5	25.0

5.1.4 Diámetros

Para determinar los diámetros se consideran diferentes soluciones y se estudian diversas alternativas desde el punto de vista económico. El diámetro seleccionado deberá de conducir el caudal de diseño de 3° lts. con velocidades comprendidas entre 0.6 y 4m/s.

6. Línea de impulsión

6.1. Caudal de diseño

El caudal de una línea de impulsión será el correspondiente al consumo del máximo diario para el periodo de diseño. Tomando en cuenta que no resulta aconsejable ni práctico mantener períodos de bombeo de 24 horas diarias, habrá que incrementar el caudal de acuerdo a la relación de horas de bombeo, satisfaciendo así las necesidades de la población para el día completo.

$$\text{Caudal de bombeo} = Q_b = Q_{md} \times 24 / N$$

$$N = \text{Número de Horas de Bombeo}$$

$$Q_{md} = \text{Caudal Máximo Diario}$$

6.2 Selección de diámetros

Un procedimiento para la selección del diámetro es usando la fórmula de Bresse.

$$D = K \times X^{1/4} \times Q_b^{1/2}$$

$$X = \frac{\text{Nº de Horas Bombeo}}{24}$$

$$K = 1.3$$

$$D = \text{Diámetro en m}$$

$$Q_b = \text{Caudal de Bombeo en m}^3$$

Determinado un D, se escogen dos (2) diámetros comerciales en torno al valor de Bresse, con velocidades comprendidas entre 0,6 a 2,0 m/s y se determina las pérdidas de carga y potencia de equipo requerido en cada caso. El análisis de costos que involucra tuberías, equipo y costos de operación y mantenimiento permitirá seleccionar el diámetro de mínimo costo.

6.3. Tuberías

En forma similar a como se determinó para la línea de conducción por gravedad, habrá que determinar las clases de tubería capaces de soportar las presiones de servicio y contrarrestar el golpe de ariete.

6.4. Altura dinámica total (Ht)

El conjunto elevador (motor-bomba) deberá vencer la diferencia de nivel entre el pozo o galería filtrante del reservorio, más las pérdidas de carga en todo el trayecto (pérdida por fricción a lo largo de la tubería, pérdidas locales debidas a las piezas y accesorios) y

adicionarle la presión de llegada

Hs = Altura de aspiración o succión, esto es, altura del eje de la bomba sobre el nivel inferior.

Hd = Altura de descarga, o sea, la altura del nivel superior con relación al eje de la bomba.

Hg = Altura geométrica, esto es la diferencia de nivel; (altura estática total)

$$H_s + H_d = H_g$$

Hf_{total} = Pérdida de carga (totales).

Ps = Presión de llegada al reservorio (se recomienda 2 m).

Ht = Altura dinámica total en el sistema de bombeo, que corresponde a:

$$H_t = H_g + H_{f_{total}} + P_s$$

6.5. Cálculo del fenómeno de golpe de ariete

Se calculará con las fórmulas y teorías de: Michaud, Vensano; de Spare; Teoría Inelástica (Johnson, et al) y la de Allieve.

Puede calcularse mediante diversas metodologías; sin embargo, por su simplicidad puede aplicarse la teoría de Allieve, que se resume a continuación:

Datos requeridos para calcular el aumento de presión:

D = Diámetro de la tubería (m)

e = Espesor de la tubería (m)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

C = Celeridad (m/s)

L = Longitud de la tubería (m)

Ho = Carga Estática (m)

Vo = Velocidad en la línea (m/s)

Tiempo crítico (Tc) = $2 \times L / a$

Tiempo para que el caudal sea nulo (T) = $1 + (k \times L \times V \times H_o / g)$

$$a = 9900 / (48 + 0.5 \times (D / e))^{1/2}$$

considerando $a \leq 1000$ m/s.

k = Coeficiente experimental, donde $k = 2 - 0.0005 \times L$ para valores de L menores de 2000m
Constante K de la tubería: $K = C \times V_o / (2 \times g \times H_o)$ Con K , T_c y T , se halla: $N = T / T_c$ (Tiempo relativo de maniobra).

En el Ábaco de Allieve en la intersección de K y N lleva las líneas diagonales dan la relación $(H_o + y) / H_o$ donde “ y ” representa el aumento de presión

Se determina la presión a la carga total en la línea producida por el Golpe de Ariete y la clase de tubería adecuada.

Las medidas para evitar el Golpe de Ariete son:

- Limitación de la velocidad en las tuberías.
- Cierre lento de válvulas y registros, construcción de piezas que no permitan la obstrucción muy rápida.
- Empleo de válvulas y dispositivos mecánicos especiales, válvulas de alivio.
- Utilización de tuberías que puedan soportar sobrepresiones ocasionadas por el golpe de ariete.
- Construcción de pozos de oscilación capaces de absorber los golpes, permitiendo la oscilación de agua. Esta solución es adoptada siempre que las condiciones topográficas sean favorables y las alturas geométricas pequeñas. Los pozos de oscilación deben ser localizados tan próximos como sea posible de la casa de máquinas.
- Instalación de cámaras de aire comprimidas que proporcionen el amortiguamiento de los golpes. El mantenimiento de estos dispositivos requieren ciertos cuidados, para que se mantenga el aire comprimido en las cámaras.

7. Reservorios

7.1 Generalidades.

Los reservorios juegan un papel básico para el diseño del sistema de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico, así como por su importancia en la optimización de un servicio eficiente.

Los reservorios son estructuras que deben cumplir con los siguientes objetivos:

- Tener un volumen que se encargue de compensar las variaciones de consumo que se producen durante el día.
- Generar en la red de distribución presiones adecuadas de servicio, una presión máxima de 50 mca (metros de columna de agua) y una presión mínima de 15 mca. Las presiones dependen de los puntos mas desfavorables como son: conexiones domiciliarias mas cercanas, mas lejanas, las mas altas, las mas bajas, etc.

- Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia tales como: incendios e interrupciones por daños en tuberías de aducción o de estaciones de bombeo.

7.2 Ubicación.

La ubicación del reservorio esta determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener presiones en la red dentro de los límites de servicio. Estas presiones en la red están limitadas por normas. Razones económicas y prácticas han inducido a establecer rangos de presiones diferentes de acuerdo a las características y necesidades de las localidades. En tal sentido tenemos que mantener presiones menores a los 50 mca (metros de columna de agua) y mayores a los 15 mca. En cualquier caso la tubería a ser usada en el sistema de distribución será de tal clase que resista sin peligro de falla la presión máxima a la cual estará sujeta. Siendo las presiones de servicio requeridas una determinante de la ubicación, ésta necesariamente estará influenciada por la topografía y por las zonas de mayor consumo.

7.3 CLASIFICACION.

7.3.1 Por su posición.

- Enterrado.
- Semienterrado.
- Apoyado.
- Elevado.

7.3.2 Por su ubicación.

- Cabecera o regulación.
- Flotante o de cola (almacenamiento).

7.3.3 Por su sección.

- Cuadrados
- Rectangulares
- Circulares
- cualquier forma.

7.3.4 Por el material empleado para su construcción, pueden ser de.

- Mampostería: Volúmenes pequeños ($5 - 10 \text{ m}^3$).
- Concreto Ciclópeo con 30 % de piedra de 8" de diámetro.
- Concreto Armado.
- Concreto pre y post-tensado.

- Madera Tratada, secados por hornos y pintado especial.
- Fibra de Vidrio
- Eternit.

7.4 CAPACIDAD O VOLUMEN DEL RESERVORIO.

La capacidad del reservorio esta en función de varios factores a considerar:

- Compensación de las variaciones horarias.
- Emergencias para incendios.
- Provisión de reserva para cubrir daños e interrupciones en la aducción o en las bombas.
- Funcionamiento como parte del sistema.

8.Red de Distribución

Red de Distribución: Es el conjunto de tuberías y accesorios destinadas a conducir las aguas a todos y cada una de los usuarios a través de las calles.

La red de distribución se inicia en la primera casa de la comunidad; la línea de distribución se inicia en el tanque de agua tratada y termina en la primera vivienda del usuario del sistema. Consta de:

- Estaciones de bombeo;
- Tuberías principales, secundarias y terciarias.

8.1 Diseño de Redes de Distribución

8.1.1 Estudio de Una Red de Distribución

El objetivo de una red de distribución es hacer llegar el agua a cada punto de uso: Uso doméstico, uso industrial, uso de riego de parques y jardines, uso de limpieza viaria, uso para incendios, etc.

En la solución que se adopta para una red de distribución aparecen o juegan un papel importante numerosos factores, que definen las posibles alternativas a considerar. Los factores más destacables son:

- Relativos al núcleo: Topografía, trama viaria, zonificación, ordenanzas, principalmente en lo referente a densidad de población, volúmenes, alturas, etc.

- Relativos a la conducción: Volúmenes de agua a servir, dependiendo fundamentalmente de la población y de las dotaciones, sistema de bombeo, depósito.
- Relativas a la propia red: Tipo de red, tipo de tubería, velocidades, presiones, evolución de los caudales a suministrar, etc.

8.1.2 Datos previos

Los datos previos para el estudio de una red son:

1. Plano de la ciudad, topográfico, de zonificación, viario, etc.
2. Poblaciones actual y futura.
3. Determinación de los puntos de uso de agua.
4. Volumen de agua necesaria en cada uno de dichos puntos.
5. Emplazamiento del depósito.
6. Diámetro mínimo a emplear.
7. Presión requerida en el momento de máximo consumo.

Deben situarse en el plano de la ciudad, los usos especiales que reclaman consumos excepcionales instantáneos de agua (fábricas, mercados, cuarteles, hospitales, etc.)

La cantidad de agua puede determinarse en función de la superficie y población servida.

En las zonas especiales se deducirá el consumo a la vista de la realidad del gasto estimado.

El plano de la ciudad deberá ser planimétrico y altimétrico, siendo las escalas más aconsejables:

Cartografía general: 1:10.000 ó 1:5.000

Cartografía de detalle:

1:2.000 ó 1:1.000

Cabe señalar como NORMA PRINCIPAL que se han de alcanzar los puntos de uso de la forma más directa desde el depósito, dentro de la compatibilidad con la red viaria.

8.1.3 Diámetros Mínimos

Hasta fechas recientes como garantía de correcto funcionamiento de los ramales de riego, se admitían diámetros de Ø 60 mm. Pero las pérdidas en estos ramales de riego (5-10 l/s) y la posibilidad de colocación de hidrantes, bocas de toma de agua para incendios, nos lleva a señalar como diámetro mínimo en las redes de distribución tuberías con diámetro no inferior a los Ø 80 mm.

A favor de esta decisión existen otras razones tales como:

- Hay que tener presente que las aguas en España son bastante duras, y el depósito por incrustaciones reduce rápidamente el diámetro útil.
- En las tuberías de las periferias de las poblaciones conviene tener en cuenta los posibles aumentos de consumo por aumento de densidad de la población, o por ensanche del núcleo.
- Las tomas generalmente se hacen con un simple collar y un orificio del diámetro de la acometida. Y como éstas suelen ser de 1" (o sea, 25 mm) para un edificio privado, de emplearse diámetros inferiores a 80 mm quedarían muy debilitadas las tuberías en los puntos de toma.

8.1.4 Cálculo de caudales

El tema de las dotaciones y caudales necesarios para el abastecimiento de poblaciones constituye un punto importante de toda la política del agua.

Si bien se inserta en el marco de dicha política, es preciso definir detalladamente ahora algunos aspectos, que señalarán los caudales máximos instantáneos que deberían circular por los correspondientes tramos de la red. Bajo este ángulo se tomarán en cuenta las necesidades de agua en cada caso de incendio y los puntos de consumo en las redes de distribución.

Respecto a la dotación, como ocurre en tantas otras cosas, es difícil establecer criterios absolutos para todas las ciudades. Dentro de esta dificultad y para aunar criterios, parece lógico adoptar los del Ministerio de Fomento en su Normativa para la redacción de proyectos de abastecimientos y saneamientos de poblaciones, así como las de las instrucciones y Reglamentos establecidos por la Autoridades Autonómicas sobre el tema que nos ocupa.

DOTACIONES	
Núcleos de población con un número De habitantes	Dotación l/hab/día
Menor de 1.000	150
Entre 1.000 y 6.000	175
Entre 6.000 y 12.000	200
Entre 12.000 y 50.000	250
Entre 50.000 y 250.000	300
Mayor de 250.000	400

Parece, en general, suficiente proyectar con una previsión de veinticinco años, procurando un planeamiento por etapas, y estableciendo un año horizonte a cincuenta años, a efectos de reserva de caudales.

Dada la irregularidad de crecimiento en determinadas poblaciones, deberán estudiarse y justificarse independientemente las que por sus planes industriales o turísticas tienen un crecimiento, dotación de consumo o estacionalidad, diferente de la normal.

Debe tenerse en cuenta que siempre el problema del abastecimiento de nuevos núcleos o poblaciones debe ir unido al de su alcantarillado o vertido de sus aguas residuales, debiendo hacerse ambas obras simultáneamente.

Para fijar el caudal de cálculo será necesario determinar el tiempo de consumo, que deberá justificarse en cada caso. En núcleos urbanos con barriadas de diversa calificación se aplicará a cada una de ellas el coeficiente más apropiado a sus características. Como orientación puede tomarse el cuadro que se inserta a continuación, sobre coeficientes punta instantáneos.

Características del núcleo a abastecer	Nº de horas de consumo del volumen diario	Coeficiente punta en red de distribución
1. Núcleos urbanos con acusado predominio industrial	6	4
2. Núcleos urbanos con desarrollo industrial normal	8	3
3. Núcleos con predominio residencial	10	2,4
4. Núcleos con tendencia al desarrollo agrícola	12	2
5. Núcleos sin predominio alguno	10,7	2,25

La arteria principal, que parte del depósito regulador, ha de calcularse con las previsiones de aumento de población y de nivel de vida, que ya han quedado especificadas.

Las arterias de la zona poblada totalmente se preverán únicamente para el aumento de consumo por elevación del nivel de vida.

Las arterias que tengan la posibilidad de convertirse en suministradoras de futuras zonas urbanas deberá dimensionarse con amplitud (para 500 habitantes/ha), si se carece de datos más concretos).

8.1.5 Demanda punta

Cuando se habla de demanda punta, se deben distinguir las que tienen carácter de temporada, las de carácter diario, y las horarias.

Las puntas de consumo de temporada son características de los núcleos de veraneo o residenciales. Su magnitud puede alcanzar valores realmente extraordinarios, y en algunos casos resultar un grave problema para el abastecimiento.

El caso de núcleos urbanos que duplican su población en verano es frecuente, y en algunos casos esta población de temporada quintuplica las necesidades de abastecimiento de la población residente.

Es un fenómeno observado en todos los abastecimientos que hay días con consumo superior a los demás, y que se repiten periódicamente. En las grandes poblaciones, los festivos son días de consumo bajo. Ello está justificado por el cierre de la industria, y la salida de una parte de la población fuera de la capital. En poblaciones residenciales, por el contrario, los domingos y festivos son los días de máximo consumo. En el resto de la semana, el consumo no es uniforme. En unas poblaciones es mayor el lunes, quizás porque la industria repone sus reservas de agua, en otras es el martes, quizás porque las amas de casa hacen la colada, y en otras es el viernes, quizá como último día de trabajo de la semana. Las fluctuaciones que se producen por este hecho pueden dar lugar a una relación de 1,5 entre el consumo máximo y el mínimo a lo largo de la semana. Normalmente, la demanda del consumo a lo largo del día varía con una notable regularidad para cada abastecimiento. Reflejo también de las características de la población.

En términos generales, y aunque los valores son variables para cada población, puede decirse que durante un período de ocho a nueve horas, comprendido entre las ocho de la mañana y las cinco de la tarde, el consumo horario supera el promedio diario en un valor comprendido entre el 40 y 60 por ciento. A continuación, y hasta las doce de la noche, se mantiene un consumo horario

sensiblemente igual al promedio para, finalmente, el resto del día, o sea, las siete primeras horas, producirse consumos horarios de un 15 a un 60 por ciento del valor medio.

Las consecuencias de estas puntas es la necesidad de dimensionar la capacidad de las instalaciones para atenderlas, dando lugar con ello a un sobredimensionado en relación con su utilización media.

Como ejemplo, sin adoptar valores extremos de las puntas, sino más bien bajos. Sea una población cuyos consumos horarios en las horas punta alcancen valores de 1,4 veces los promedios, que en las variaciones de consumo semanales, exista una relación de 1,2 entre los días de mayor consumo y el promedio, y que tenga un consumo estacional 1,3 veces superior al promedio anual.

Si se establece este promedio en un valor 100 diario, se tendría que en la temporada de mayor consumo, el promedio diario será 130, y la punta semanal lo elevará a:

$$130 * 1,2 = 156$$

En estos días de punta semanal, las puntas horarias serán de:

$$(156/24) * 1,4 = 9,3$$

que es 2,2 veces superior al promedio.

En el supuesto de una población de veraneo con consumos de temporada dos veces superiores al promedio anual, este valor pasará a ser de:

$$(200 * 1,2 * 1,4) / 24 = 14$$

que es 3,3 veces superior al promedio.

Si se dimensiona la capacidad de las instalaciones para atender estas puntas horarias, las instalaciones trabajarán a tope durante esas fechas de demanda punta, que generalmente son unos pocos días, y el resto del año funcionará con un coeficiente de utilización muy bajo.

Los efectos de las puntas de consumo en la red son el descenso de la presión por debajo de valores, que pueden afectar a la continuidad del servicio en un sector de la población más o menos amplio.

A este respecto, se considera interesante destacar el hecho de que generalmente, al efectuar el cálculo de las conducciones generales y de distribución de un abastecimiento, se toma para dimensionarlas un valor de las puntas de consumo dado por la norma de aceptar que el consumo diario se produce en un intervalo

de diez horas, lo que equivale a dimensionar estas puntas en 2,4 veces el consumo horario promedio

(Instrucción para la redacción de proyectos de abastecimiento y saneamiento del Ministerio de Fomento).

Esta norma obliga a sobredimensionar las arterias y conducciones generales, mientras que en muchos casos quedan insuficientes las tuberías de la red de distribución.

Debe considerarse que las puntas, como ya se ha indicado, pueden ser mucho mayores y por otro lado debe tenerse en cuenta que las puntas de consumo son consecuencia de una coincidencia en la demanda de los usuarios.

El coeficiente de simultaneidad disminuye al aumentar el número de usuarios. Por otro lado, el valor de las puntas de consumo en la red, es tanto mayor cuanto más lejos está el punto de consumo, y es tanto menor cuanto más próximo a la conducción general.

8.1.6 Agua para incendios

Para sofocar un incendio, el agua a utilizar puede lanzarse en forma de chorro, o en forma de lluvia en gotas finas.

Según numerosas experiencias, en el 90% de los casos fueron suficientes caudales de $48 \text{ m}^3/\text{h} = 800 \text{ l/minuto}$, o bien $13,5 \text{ l/s}$, en operación total de dos horas, siendo las presiones para los chorros de las mangueras entre 2,5 y 5 kg/cm^2

Obsérvese que los caudales posibles a suministrar según los diámetros de los conductos son:

Diámetro (Ø mm)	Caudal suministrado (l/s)
60	2.5
80	5.4
100	10
150	30

De acuerdo con lo anterior se establecen las siguientes recomendaciones:

- a) El diámetro mínimo admisible será de Ø 80 mm. En núcleos con población superior a los 25.000 habitantes el diámetro mínimo se deberá establecer en Ø 100 mm. En poblaciones con más de 100.000 habitantes, el diámetro mínimo se fijará en Ø 150 mm.
- b) El caudal mínimo a garantizar será de 50 m³/h durante dos horas.
- c) La presión en los siguientes hidrantes será superior a 2 kg/cm²
- d) En ciudades se colocarán hidrantes cada 100 m y en núcleos rurales cada 200 m.

La NBE-CPI (Norma Básica de la Edificación. Condiciones de Protección contra Incendios en los edificios. Ministerio de Fomento), establece: La instalación de hidrantes de incendios cumplirá con las siguientes condiciones:

- Los hidrantes de incendios serán de dos tipos en función de su diámetro: Tipo 80 mm y Tipo 100 mm.

En cualquier caso los hidrantes podrán estar enterrados cada uno en una arqueta con una única salida o terminados en una columna provista de tres salidas, cuyos diámetros, en función del de la columna, serán los siguientes: Tipo 80 mm, una salida de 70 mm y

dos de 45 mm y Tipo 100 mm, una salida de 100 mm y dos de 70 mm.

Los hidrantes estarán preparados para resistir las heladas y las acciones mecánicas cuando sea necesario.

Se conectarán a la red mediante una conducción independiente para cada hidrante, siendo el diámetro de la misma y el del tramo de red al que se conecta iguales, como mínimo, al del hidrante.

Dispondrán de válvula de cierre tipo compuerta o de bola.

- Estarán situados en lugares fácilmente accesibles a los equipos del Servicio de Extinción de Incendios, debidamente señalizados conforme a la Norma UNE 23-033-81: “Protección y lucha contra incendios. Señalización”, y distribuidos de manera que la distancia entre ellos medida por espacios públicos no sea en ningún caso superior a 200 m.

- El diseño y alimentación de la red que contenga a los hidrantes serán adecuados para que, bajo la hipótesis de puesta en servicio de los dos hidrantes más próximos a cualquier posible incendio, el caudal de cada uno de ellos sea,

como mínimo, de 500 l/min para hidrantes Tipo 100 mm, durante dos horas y con una presión mínima de 10 m.c.a.

8.1.7 Criterios para la elección del tipo de red

En el sistema ramificado, en caso de rotura de una tubería, toda la parte posterior a la rotura queda sin agua, por lo que, además de los inconvenientes de la falta de agua para los usos normales, en caso de un incendio pueden producirse graves consecuencias. Las tuberías cercanas a los extremos sufren los efectos de la falta de circulación del agua, estancándose y corriendo el peligro de alterarse su buena calidad. Tal tipo de red se construye sólo cuando no hay posibilidad de unir sus terminaciones y transformar el sistema ramificado en reticular.

En la red en malla existe el inconveniente de la indeterminación de sentido de circulación del agua. Sin embargo, tiene la ventaja de que en caso de avería el agua llega a todo el resto de la red por otros conductos.

El sistema de red ramificado es recomendado para pequeñas poblaciones de trazado irregular o de crecimientos locales radiales, o a lo largo de un eje.

8.1.8 Trazado

Es condición fundamental en la colocación de la tubería, que ésta quede asentada a cota superior a la del alcantarillado, para evitar contaminaciones. El recubrimiento mínimo sobre la generatriz superior de la tubería será de 1,00 m si se sitúa bajo la calzada y de 0,80 m si lo es bajo las aceras. En calles superiores a 20 m de anchura o en la que la intensidad de tráfico es grande y la reparación de averías produciría entorpecimientos en la circulación vial, se colocará doble tubería bajo las aceras. Al adoptar este método se tendrá en cuenta, principalmente, la pavimentación precisa al practicar las reparaciones.

Los tubos se colocarán cerca del bordillo de la acera, bien del lado de la calle, o en el del paseo, si existe una zona de césped entre paseo y acera. Una de las tuberías actúa de alimentador principal, y abastece las bocas de incendio y al servicio doméstico de uno de los lados de la calle, mientras la otra sirve solamente al suministro doméstico del otro lado.

En los puntos de bifurcación de los ramales se colocarán válvulas de cierre para poder aislar dichos ramales en caso necesario. Igualmente se colocarán válvulas de cierre en las arterias y polígonos, estudiando su situación de modo que puedan aislar las zonas con el menor perjuicio para los usuarios de las otras.

Todas las piezas accesorias (codos, tes, válvulas, juntas, etc.) deben ser las normales que posean las casas suministradoras, para facilitar su rápida reposición.

El sistema de distribución consistirá en tres tipos de conducciones:

Conducciones primarias, secundarias y terciarias.

Las conducciones primarias o arterias principales formarán el esqueleto del sistema de distribución. Se situarán de modo que transporten el máximo caudal necesario a las diferentes partes de la zona abastecida.

En ciudades pequeñas debe formar un anillo de las $\frac{2}{3}$ partes de la distancia del centro de la ciudad a sus alrededores. En las grandes ciudades, dichas arterias deberán construirse en forma de varios anillos interconectados, con una separación entre las correspondientes tuberías no superior a los 900 a 1.200 m. Esta disposición permitirá el suministro para la extinción de incendios en dos direcciones diferentes. Las conducciones grandes y largas deben equiparse con desagües en sus puntos bajos y con purgas de aire en sus puntos altos.

Las conducciones secundarias transportarán el agua desde las arterias principales a las diferentes áreas para cubrir el suministro normal y el caudal para extinción de incendios. Formarán anillos, dentro de las arterias principales, entrelazándolas entre sí. Se situarán a la distancia de unas pocas manzanas, permitiendo así la concentración de grandes cantidades de agua para la extinción de incendios, sin una excesiva pérdida de carga y la consiguiente baja de presión.

Las conducciones terciarias formarán una malla en el área que abastecen y suministran agua para las bocas de incendio y a las tuberías particulares de las residencias y otros edificios. Sus tamaños se determinarán generalmente, por los requerimientos del servicio de extinción de incendios. En áreas residenciales y donde se dé un elevado consumo para riego de espacios verdes, se determinará la demanda máxima de consumo.

8.1.9 Elementos de inspección y registro

Las llaves, ventosas y desagües, exigen siempre para su protección y maniobra pozos de registro que pueden ser de varios tipos, según las modalidades de su establecimiento y los servicios que deben prestar.

Estos pozos de registro pueden ser de ladrillo u hormigón, recubiertos de tapas de gran resistencia para poder soportar el tráfico de los vehículos más pesados. La precaución más importante a tomar consiste en combinar diámetros y cotas de tuberías, de tal forma que nunca el trazado quede por encima de las líneas de niveles piezométricos, para evitar que existan depresiones en las tuberías.

8.1.10 Velocidades recomendables en tuberías

La velocidad, para evitar pérdidas de cargas excesivas, puede ajustarse a los valores siguientes:

Diámetros en mm	Velocidad en m/s
De 50 a 90	0.60
De 100 a 175	0.70
De 200 a 300	0.80
De 300 a 400	0.90
De 400 a 500	1.00
De 500 a 600	1.10
De 600 a 700	1.20
De 700 a 800	1.30
De 800 a 900	1.40
De 900 a 1.000	1.50

Estos valores corresponden, redondeados, con los que se obtienen mediante la fórmula de MOUGNIE:

$$V = 1,5 * (D + 0,05)^{1/2}$$

V = velocidad (m/s)

D = diámetro (mm)

8.1.11 Pérdidas de carga en los conductos

Las pérdidas de carga totales de un sistema de tuberías dependen a la vez de las pérdidas de carga lineales y de las singulares.

Expresión general de las pérdidas de carga lineales

Las pérdidas de carga lineales responden siempre a una expresión del tipo

$$\Delta h = m * L * Q^2$$

Habitualmente m es función de la velocidad y consecuentemente del caudal.

En efecto, la expresión general de las pérdidas de carga se escribe

$$i = \lambda * v^2 / (D * 2 * g)$$

i = pérdida de carga en mm

v = velocidad media en m/s

D = diámetro del conducto en m

λ = coeficiente sin dimensión (coeficiente de pérdida de carga)

Esta expresión puede escribirse:

$$i = m * Q^2$$

$$m = \lambda / (D * 2 * g * S^2)$$

S = sección del conducto en m²

Para los conductos circulares se obtiene:

$$m = (\lambda * 16) / (2 * g * \pi^2 * D^5)$$

$$m = 0,0826 * \lambda * D^{-5}$$

8.1.8.2 Expresión general de las pérdidas de carga singulares

Las pérdidas de carga singulares pueden expresarse siempre bajo la forma:

$$\Delta h = K * v^2 / (2 * g)$$

Poniendo:

$$m = 1 / (2 * g * S^2)$$

$$\Delta h = m * K * Q^2$$

Para los conductos circulares se tiene:

$$m = 16 / (2 * g * \pi^2 * D^4)$$

$$m = 0,0826 * D^{-4}$$

8.2. Métodos de Cálculo de Una Red de Distribución

El cálculo de una red consiste en la determinación de cuatro incógnitas:

Caudal, velocidad, sección y pérdida de carga. Estas incógnitas están ligadas por dos ecuaciones, existiendo sólo dos valores independientes.

Normalmente el cálculo parte de un caudal a transportar por el conducto y se fija la velocidad de paso, comprendida entre 0,5 y 1,5 m/s. Con estas dos magnitudes se determinan la sección del conducto y la pérdida de carga.

La pérdida de carga en las tuberías no es solamente la debida al rozamiento a lo largo de las mismas, si bien ésta es la principal y la de importancia preponderante, sino que en realidad han de agregarse a ellas las siguientes.

- a) Pérdida por desviación.
- b) Pérdida en los cambios de sección.
- c) Pérdida en las llaves.

d) Pérdida en los codos.

Como regla general se indica que en población hasta 6.000 habitantes previsibles no es necesario la comprobación de cierre de mallas. Para mayores de 6.000 habitantes se comprobarán los polígonos necesarios. No obstante, se unirán los diferentes ramales para que la red pueda funcionar como malla.

8.2.1 Red Ramificada

El cálculo de los tramos por el método ramificado puede hacerse determinando en primer lugar el consumo en l/s por metro lineal de tubería, según el número de habitantes a servir por ella:

$$Q = (N * D) / (3.600 * h * L)$$

Siendo:

Q = caudal del ramal, en l/s/m

N = número de habitantes a servir

D = dotación, en l/h/día

h = horas de consumo

L = longitud del ramal, en m

En las arterias que han de abastecer zonas de ampliación se calculará el caudal por la fórmula:

$$Q = (S * d * D) / (3.600 * h)$$

donde:

Q = caudal de la arteria, en l/h/día

S = superficie de la futura ampliación

d = densidad de la población previsible

A estos caudales hay que añadir los necesarios para las bocas de riego e hidrantes, sobre los que existen tablas de simultaneidad del servicio y caudal a considerar en cada caso.

Con todos estos datos de población, dotaciones y caudales obtenidos se construirá un cuadro que se completará con el dimensionado de las secciones, las velocidades y las pérdidas de carga obtenidas en cada punto.

8.2.2- Red Mallada

Cuando la red es mallada, a efectos de cálculo, se considerará la red como ramificada en primera aproximación, para más tarde comprobar el cálculo por cierre de mallas aplicando el método de Hardy-Cross.

En este tipo de red la primera indeterminación es el desconocimiento de los caudales que circulan por cada ramal.

Es preciso establecer una metodología de aproximación, que permita satisfacer a la vez las leyes de la hidráulica, y un sistema de tanteo que reduzca al mínimo los cálculos.

- Método de HARDY-CROSS

En este capítulo sólo se darán las nociones básicas del método pero no llegaremos a realizar ningún cálculo dada la complejidad del mismo, de esta forma es conveniente saber que el método de HARDY-CROSS se basa en dos leyes:

- 1) La suma de los caudales que entran en un nudo de la red es igual a la suma de los caudales que salen.
- 2) Existirá un punto P, en el que las pérdidas de carga por un camino es igual a las pérdidas por el otro camino. O bien, considerando signo a las pérdidas, la suma de las pérdidas en una malla cerrada es cero.

El método de HARDY-CROSS comienza suponiendo unos caudales iniciales en los ramales, totalmente arbitrarios, pero cumpliendo la primera ley.

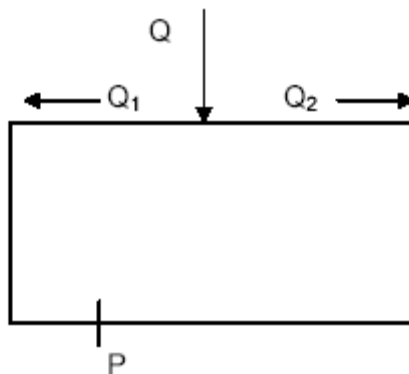
Sea un circuito en el que entra un caudal Q que se distribuye por sus dos ramas, y sea P el punto en el cual son iguales las pérdidas de carga en una u otra rama.

Pueden establecerse las siguientes ecuaciones:

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$H_1 = K_1 * Q_1^{1,85}$$

$$H_2 = K_2 * Q_2^{1,85} = K_2 * (Q - Q_1)^{1,85}$$



II SITUACION ANALITICA DEL AREA DE ESTUDIO

II SITUACION ANALITICA DEL AREA DE ESTUDIO

2.1 Información General

El asentamiento humano elegido para el estudio es el centro poblado rural “12 de Junio” ubicado en el distrito de Villa María del Triunfo, a la altura del Km. 20 de la carretera Lima Atocongo, perteneciente a la metrópoli limeña, sus coordenadas son 12 09'10.7 S 76 55'43 O y una elevación 560 msnm.

El asentamiento humano “12 de Junio” surgió en octubre de 1999 con 60 lotes, a inicios del 2001 el asentamiento estaba conformado por 475 lotes con una densidad poblacional de 3.9 hab/lote, el crecimiento de éste se detuvo, debido a que se llevo a cabo un acuerdo que hizo la población con el municipio de VMT, el cual consistía en que se podía habitar la zonas desérticas sin invadir las áreas verdes.

2.1.1 Información Social

2.1.1.1 Población

Después de realizar un estudio en la zona del proyecto se obtuvo que la totalidad de pobladores estén interesados en contar con el servicio de agua potable, siendo el número de miembros por familia de 3 el de mayor porcentaje. Teniendo una densidad por lote de 3.9 como promedio por el número de habitantes y trabajando con la población ya debidamente proyectada.

2.1.1.2 Usos y Costumbres

El medio para la obtención del agua a través de camiones cisterna, con una frecuencia de una vez por semana, con un porcentaje de 3 cilindros por semana a un precio de 2.5 Nuevos Soles por cilindro; siendo el agua almacenada en tanques o pozos que son abastecidos directamente por el camión cisterna.

En época de verano se duplica la frecuencia de abastecimiento y la demanda, como ocurre en la gran parte de la capital.

El agua que compran los pobladores la utilizan en su mayoría para su alimentación, y aseo personal; siendo dirigida el agua desechada mediante tuberías de 4” de una manera rustica a la calle esto podría generar grandes daños, además de un pozo séptico.

2.1.1.3 Estudio Socio Económico

Claramente estamos ante la presencia de una clase social E, ya que carece de servicios básicos, además presenta viviendas precarias en su mayoría, desde un punto de vista estructural, aunque existen algunas viviendas de material noble con muros pintados, y techos de tripley o calamina. A su vez como se verán en los cuadros estadísticos los ingresos son variables y en muchos casos la suma de ingresos por familia supera los 600 Soles.

2.1.2 Información Técnica

2.1.2.1 Características Topográficas Del Terreno

La topografía es bien accidentada y con grandes pendientes. Cuenta con una extensión de 203,941.47 m² las cotas oscilan desde los 334 msnm hasta los 445 msnm.

Limita:

Por el Norte : Lomas de Villa María

Por el Este : AAHH Parque industrial “12 de junio”

Por el Sur : Cerro el Arbolito y Nueva Esperanza.

Por el Oeste : Sector A. C. U. y Cerro el Arbolito

2.1.2.2 Clima

Subtropical, es decir, semi-calido y húmedo. Con escasas lluvias en épocas de verano y, frío con neblina alta, en época de invierno y una humedad promedio anual de 98%. A los alrededores se encuentra abundante vegetación. Lo que hace que en las zonas verdes no sea necesaria demasiada demanda de agua, debido a la humedad que hace un riego natural.

2.2 Objetivos

2.2.1 General

Mejorar la calidad de vida de la población del “Asentamiento Humano 12 de Junio”. Diseñando un Sistema de Abastecimiento de agua adecuado a la topografía de la zona y la capacidad de captación de la misma

2.2.2 Específicos

- Diseñar un sistema de abastecimiento de agua adecuado para la población contemplada en el diseño, dependiendo de la demanda diaria de dicha población.
- Generar un sistema que sea funcional en el aspecto técnico y económico, consiguiendo la viabilidad del proyecto.
- Selección de las bombas, que asegure el envío de agua para la demanda proyectada en las etapas de expansión con un mínimo costo de mantenimiento y operación.
- Diseñar los reservorios que almacenará el agua que será distribuida al poblado.
- Diseñar las redes, las que abastecerán y serán conectadas a cada vivienda.

III PROPUESTAS DE SOLUCION

III PROPUESTAS DE SOLUCION

Para el diseño del sistema de Abastecimiento de Agua, se consideró tres alternativas, las cuales fueron evaluadas considerando los parámetros Hidráulicos y requerimiento para la ubicación de reservorios.

3.1 Alternativa “A”

En la alternativa 1, se cuenta con una línea de conducción desde la matriz hasta la cisterna, con una presión de 35 m.c.a. a la salida de la matriz ubicada en la Av. el Sol con la Ca. Víctor Fajardo; esto nos conlleva a proyectar una cisterna CP-01 hasta unos 15 metros de altura y una longitud de 110 metros, obteniendo una presión de llegada de 18 m.c.a., dicha cisterna esta ubicada en un centro de esparcimiento deportivo. Luego por una línea de impulsión se llega al primer reservorio RP-01 ubicado a 130 metros de altura y una distancia de 300 metros, con respecto a la cisterna. Posteriormente se tendrán dos líneas de impulsión tanto para el RP-02 y el RP-03, en ambos casos la altura dinámica total nos permite el uso de una bomba de medianas características.

La desventaja de esta línea es que para evitar que la línea de impulsión pase por una zona con pendiente negativa lo cual nos haría tener un problema de cavitación en la bomba, se debe bordear la ladera del cerro, obteniendo mayor longitud y mayor cantidad de accesorios lo que nos da una altura dinámica total cercana a los 200 m.c.a.

(Esquema ver Anexo 02)

3.2 Alternativa “B”

Para la Alternativa se respeta el mismo sistema, variando la ubicación del RP-01, dando una altura dinámica total de 165 m.c.a., esta nueva ubicación del RP-01 evitará la cavitación de la bomba, a la salida de este reservorio nos encontramos con 2 líneas de impulsión en paralelo, ninguna de ellas nos da una altura dinámica total mayor a 200 m.c.a. por lo contrario obtenemos un tramo con cerca de 700 metros de tubería, clase 21 ya que la altura dinámica total es de 165 m.c.a. lo cual puede ser el primer indicador de descarte para esta línea de impulsión, debido al costo de la tubería.

Por otro lado debemos tener en cuenta que mientras menos corte tengamos en la zona, menos riesgo habrá para las viviendas que están ubicadas al pie del cerro, se podrá plantear una reubicación momentánea para el proceso constructivo del reservorio. Cuando se hizo una inspección visual de por donde pasaría la primera línea de impulsión, se observó que las viviendas en las laderas del cerro que es una zona consolidada, no tiene una lotización ordenada y el ancho de las calles y pasajes no cumplen con la norma, para poder colocar una tubería de impulsión, sumando a esto la cantidad de quiebres y accesorios que se utilizaría en dicha línea nos ocasionaría el aumento el costo tanto de la bomba como el de la tubería. (Esquema ver Anexo 02)

3.3 Alternativa “C”

Esta alternativa presenta una variación desde la ubicación de la cisterna CP-01 ya que se toma otra matriz, la cual esta ubicada en la Ca. 2 de mayo con la Ca. Las Almendras, en este punto partimos con una presión de 40 m.c.a. la cual nos permite ganar una elevación de 20 metros, llegando con una presión de 15.5 m.c.a. la cual es aceptable para el llenado de la cisterna CP-01. Posteriormente se ubica un reservorio RP-01 a 108 metros con una longitud de tubería de 210 metros, esta ubicación se debe a que se desea tener la línea de impulsión para los dos reservorios RP-02 y RP-03, libres de otras tuberías, con menos quiebres y accesorios para reducir la altura dinámica total, costo de tubería y de bomba.

En ambas líneas la altura dinámica es menor de 200 m.c.a. y las bombas con un dimensionamiento aceptable por que se eligió esta alternativa y si bien una de ella tiene una longitud de 518 metros aproximadamente no generan potencias de consumo muy elevadas para las bombas.

Como se aprecia en las tres alternativas se diseñaron 2 reservorios que abastecen a la población, ya que se analizó el punto mas bajo con el RP-03 y se concluyó a que la presión pasa los 150 m.c.a. lo cual nos obligaría a aumentar la clase, pero al colocar un segundo reservorio RP-02 se estaría reduciendo la presión máxima a cerca de 80 m.c.a., y a la vez economizando el sistema

(Esquema ver Anexo 02)

IV Desarrollo de la Ingeniería del Proyecto

IV DESARROLLO DE LA INGENIERÍA DEL PROYECTO

4.1 Dinámica Poblacional

4.1.1 periodo de diseño

De los 475 lotes existentes se ubicaron 442, encontrando los 33 restantes en abandono del titular, según los cálculos realizados en las hojas de Excel se determina una densidad poblacional actual de 3.85 hab/lote, un valor aceptable y que denota un crecimiento vertical en la zona, ya que no se cuenta con área libre para la expansión, que quiere decir que estamos en Franco Crecimiento.

Se espera para el año 2025 una población de 2490 habitantes en dicho asentamiento, dándonos una densidad promedio de 5.25 hab/lote estando todavía en zona de Franco Crecimiento dando a entender que no llega a su estado crítico que es de saturación.

Esto se da porque dicho asentamiento tiene un acuerdo con la municipalidad de que no habrá expansión horizontalmente debido a que dicha identidad los limitara.

Teniendo una información básica de la localidad:

PERSONAS	LOTES	HABITANTES
LOTES ABANDONADOS	33	0
1	31	31
2	97	194
3	57	171
4	71	284
5	65	325
6	67	402
7	12	84
8	16	128
9	14	126
10	12	120
habitantes	475	1865

Con una densidad de 3.85

4.1.2 Determinación de La Población Futura

Datos Poblacionales

Fuente: Dirigencia Poblacional: María Yamoca

Año	Población	Nº LOTE	DENSIDAD
1999	234	60	3,9
2003	950	475	2,00
2005	1745	475	3,68
2007	1831	475	3,85

Proyecciones

Para la Proyección se tomo en cuenta:

- 1) Población Mediana: 1831
- 2) Desarrollo de proyecto hasta puesta en marcha: 3 años
- 3) Proyección Poblacional a 15 años: Año de proyección: 2025 Rural
- 4) Año base para el inicio de los cálculos : 2007

Método SUNASS

$$Pf = Pa (1 + 0.015)^{18} = 2393,495349 \text{ Hab.}$$

Método Aritmético

$$Pf = Pa + r * (Tf - To)$$

Año	Población	ri	Tasa Promedio de Crecimiento
-----	-----------	----	------------------------------------

1999	234	179	206,4687
2003	950	398	
2005	1745	43	
2007	1831		

$$Pf_{2025} = Pa + r (Tf - T)$$

$$Pf_{2025} = \mathbf{5.547} \quad \text{Hab}$$

Método de Interés Simple

$$Pf = Pa * (1 + r * (Tf - To))$$

Año	Población	ri	Tasa Promedio de Crecimiento
1999	234	0,7650	0,4027
2003	950	0,4184	
2005	1745	0,0246	
2007	1831		

$$Pf_{2025} = Pa * (1 + r * (Tf - To))$$

$$Pf_{2025} = \mathbf{15.100} \quad \text{Hab}$$

Método Geométrico

Año	Población	ri	Tasa Promedio de Crecimiento
1999	234	1,419	1,266
2003	950	1,355	
2005	1745	1,024	
2007	1831		

$$Pf_{2025} = Pa * r * (Tf - To)$$

$$Pf_{2025} = 128.423,9$$

Método Mínimos Cuadrados

Año	X	Población Y	X*Y	X ²
1999	1	234	234	1
2003	2	950	1900	4
2005	3	1745	5235	9
2007	4	1831	7323,2493	16

$\sum X =$	10,00
$\sum Y =$	4.759,81
$\sum X^2 =$	30,00
$(\sum X)^2 =$	100,00
$\sum X \sum Y =$	47.598,12
$\sum XY =$	14.692,25
n =	4,00

$$a = 558,5436975$$

$$b = -206,4061625$$

$$Pf_{2025} = 9.847 \text{ hab.}$$

Método De Incremento de Variables

Año X	Población Y	(T _{i+1} - T _i)	P _i		
1999	234			n =	4

2003	950	716	-----	m1=	2,16
2005	1745	795	79	Suma dif=	1596,812325
2007	1830,812325	85,81232493	-709,1876751	Suma dif2=	-630,187675
		1596,812325	-630,1876751	(▲P)/ (n-1)=	532,27
		Dif 1	Dif 2	(▲2P)/ (n-2)=	-315,093838

$Pf_{2025} = 2.585,78$ Hab.

Población:

Año	Población
1999	234
2003	950
2005	1745
2007	1830,812325

Cuadro comparativos según métodos

Año	SUNASS	Aritmético	Interés Simple	Geométrico	Mínimos Cuadrados	Inc. Variables
2007	1830,812325	1830,812325	1830,812325	1830,812325	1830,812325	1830,812325
2025	2394	5547	15100	128424	9847	2586

Población Promedio al 2025 =	2490
------------------------------	------

4.2 Fuentes de Abastecimiento

PILETA	0
CAMION CISTERNA	430
VECINO	12

En su totalidad el abastecimiento es por medio de camiones cisternas, existiendo 3 tipos de ellos, los cuales varían los precios según la calidad del agua, cabe recalcar que son autorizados por SEDAPAL según fuente de los propios consumidores.

(Gráficos, ver anexo 03)

RESP	PERSONAS
Cisterna	435
Vecinos	7
-	33

4.3 Parámetros de Diseño

Teniendo en cuenta que dentro de nuestro asentamiento humano hay zonas que demanda dotación sin contar lo que es por la lotización como son:

DOTACION PARA EL COLEGIO			
AMBIENTE	PERSONAS	DOTACION	PARCIAL
SALON 1	15	50	750
SALON 2	17	50	850
SALON 3	14	50	700
SALON 4	15	50	750
DIRECCION	4	50	200
		TOTAL	3250 L/d

DOTACION PARA PRONOEI			
AMBIENTES	PERSONAS	DOTACION	PARCIAL

SALON1	18	50	900
SALON2	21	50	1050
DIRECCION	5	50	250
		TOTAL	2200 L/d

DOTACION PARA EL MERCADO			
AMBIENTE	ÁREA	DOTACION	PARCIAL
PESCADO	9	15	135
CARNE	9	15	135
POLLO	9	15	135
OTROS	54	6	324
		TOTAL	729 L/d

DOTACION PARA EL LOCAL COMUNAL			
	ÁREA	DOTACION	PARCIAL
	453,15	6	2719
		TOTAL	2719 L/d

ÁREAS VERDES Y DE RECREACIÓN			
	ÁREA	DOTACIÓN	PARCIAL
PARQUE 1	5108,91	2	10218
PARQUE 2	1030,4	2	2061
PARQUE 3	925,2	2	1850
VIVERO	440,50	6	2643
ÁREA DEPORTIVA	171,76	2	344
		TOTAL	17116 L/d

Dando como resultado de Dotación adicional=

26014	l/d
26	m³/d

Habiendo mostrado las alternativas que tuvimos para diseñar todo el sistema de abastecimiento de agua escogimos la tercera mostrando a continuación un esquema:

(Esquema ver Anexo 03)

Sistema en paralelo

- Con los siguientes parámetros de diseño:


Parámetros de Diseño CP-01 - RP-01	
Densidad Poblacional (Hab/lote):	3,85
Población Total (habs):	2490
Población Servida (habs):	2490
Población No Servida (habs):	0
Dotación Pob. Servida (Lt-Hab/día):	150
Dotación Pob. No Servida (Lt-Hab/día):	40
Caudales de Diseño (lts/seg)	
Caudal Promedio (Qp) lps:	4,63
Coeficiente Máximo Diario (K ₁):	1,30
Coeficiente Máximo Horario (K ₂):	3,00
Coeficiente Máximo Maximorum (K ₃):	3,90
Caudal Máximo Diario (Qmd) lps:	6,02
Caudal Máximo Horario (Qmh) lps:	13,89
Caudal Máximo Maximurum (Qmm) lps:	18,06
Parámetros de Diseño RP-01 - RP-03	
Densidad Poblacional (Hab/lote):	3,85
Población Total (habs):	1153
Población Servida (habs):	1153
Población No Servida (habs):	0

Dotación Pob. Servida (Lt-Hab/día):	150
Dotación Pob. No Servida (Lt-Hab/día):	40
Caudales de Diseño (lts/seg)	
Caudal Promedio (Qp) lps:	2,06
Coeficiente Máximo Diario (K ₁):	1,30
Coeficiente Máximo Horario (K ₂):	3,00
Coeficiente Máximo Maximorum (K ₃):	3,90
Caudal Máximo Diario (Qmd) lps:	2,68
Caudal Máximo Horario (Qmh) lps:	6,18
Caudal Máximo Maximorum (Qmm) lps:	8,03

Parámetros de Diseño RP-01 - RP-02	
Densidad Poblacional (Hab/lote):	3,85
Población Total (habs):	1337
Población Servida (habs):	1337
Población No Servida (habs):	0
Dotación Pob. Servida (Lt-Hab/día):	150
Dotación Pob. No Servida (Lt-Hab/día):	40
Caudales de Diseño (lts/seg)	
Caudal Promedio (Qp) lps:	2,57
Coeficiente Máximo Diario (K ₁):	1,30
Coeficiente Máximo Horario (K ₂):	3,00
Coeficiente Máximo Maximorum (K ₃):	3,90
Caudal Máximo Diario (Qmd) lps:	3,34
Caudal Máximo Horario (Qmh) lps:	7,70
Caudal Máximo Maximorum (Qmm) lps:	10,01

4.3.1 Calculo de fuentes de Reservorio

- Calculo de la cisterna:**

Datos:		población actual	460	1,20%		
Población de Diseño: (Pd)	=	2490	hab		total*dotación=	399514 l/s
Dotación (dot)	=	150	l-hab/dia			
K ₁	=	1,30			k ₂	3
Q _p	=	4,63	l/seg		Q _{mm}	18,06
Q _d =Q _{md}	=	6,02	l/seg		Q _{mh}	13,89
MDD	=	520,00	l/dia			

Calculo de Volumen de la Cisterna:

V _c	=	219,00	m ³		
Dimension del Cisterna:					
H	=	2	m	Altura de Lámina de agua	
ANCHO	=	10,50	m		
LARGO	=	10,50	m		

(Esquema, Ver anexo N°03)

Longitud del Primer Tramo

de la línea de Impulsión = 210 m

Características:

Por su Clasificación:	Cisterna
Por su Ubicación:	Enterrado
Por su Geometría:	Cuadrado
Por sus Materiales:	Concreto Armado

- Calculo del Reservorio N°1**

Calculo de Volumen de Regulación:

$V_r = 93,60 \text{ m}^3$

Calculo de Volumen de Emergencia:

$V_e = 9,36 \text{ m}^3$

Calculo de Volumen Contra Incendios:

$V_i = 0 \text{ m}^3$

Población menor de 10000 habitantes

Calculo del Volumen Total del Reservorio:

$V_t = 103,00 \text{ m}^3$

		269,38
	Longitud del RP-01 AL RP-02	m
		517,35
Características:	Longitud del RP-01 AL RP-03	m

EL RESERVORIO DEBERÁ CONTEMPLAR EL VOLUMEN DE LA CISTERNA

$H = 2,00 \text{ m}$
 $DIÁMETRO = 8,10 \text{ m}$

Por su Clasificación: Reservorio de cabecera

Por su Tipo: Cabecera

Por su Geometría: Circular

Por sus Materiales: Concreto Armado

• **Calculo del Reservorio N°2**

$$Q_p = 2,57 \text{ l/seg}$$

$$Q_d=Q_{md} = 3,34 \text{ l/seg}$$

$$Q_{mh} = 7,70$$

$$Q_{mm} = 10,01 \text{ l/seg}$$

m3/d

$$MDD = 289,00 \text{ ia}$$

Calculo de Volumen de Regulación:

$$V_r = 52,02 \text{ m3}$$

Calculo de Volumen de Emergencia:

$$V_e = 5,20 \text{ m3}$$

Calculo de Volumen Contra Incendios:

$$V_i = 0 \text{ m3}$$

Población menor de 10000
habitantes

Calculo del Volumen Total del Reservorio:

$$V_t = 58,00 \text{ m3}$$

El Reservorio Deberá Contemplar El Volumen De La Cisterna

$$H = 2,00 \text{ m}$$

$$\text{DIÁMETRO} = 6,10 \text{ m}$$

Espesor de los muros tanto para la losa como para el techo 0,2 M

	Área	MDD
lotes	255	
Población	1337	200505 l/s
Mercado		729 l/s
Local Comunal		2719 l/s
Colegio		3250 l/s
Parque1		10218 l/s
Parque2		2061 l/s
Parque3		1850 l/s
Área deportiva		344 l/s
		221676 l/s

Por su Clasificación: Reservorio

Por su Tipo: Cabecera

Por su Geometría: Circular (Esquema, Ver anexo

Por sus Materiales: Concreto Armado N°03)

- **Calculo del Reservorio N°3**

Calculo de Volumen de Regulación:

$$V_r = 41,76 \text{ m}^3$$

$$Q_p = 2,06 \text{ l/seg}$$

$$Q_d=Q_{md} = 2,68 \text{ l/seg}$$

Calculo de Volumen de Emergencia:

$$Q_{mh} = 6,18 \text{ l/seg}$$

$$V_e = 4,18 \text{ m}^3$$

$$Q_{mm} = 8,04 \text{ l/seg}$$

$$MDD = 232 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calculo de Volumen Contra Incendios:

$$V_i = 0 \text{ m}^3$$

Población mayor de 10000 habitantes
--

Calculo del Volumen Total del

Reservorio:

$$V_t = 46,00 \text{ m}^3$$

**EL RESERVORIO DEBERÁ CONTEMPLAR EL
VOLUMEN DE LA CISTERNA**

$$H = 2,00 \text{ m}$$

Espesor de 0,2 m

los muros,
tanto para la
losa como

$$\text{DIÁMETRO} = 5,50 \text{ m}$$

para el techo

(Esquema, Ver anexo N°03)

**Longitud del
Segundo Tramo 640,9m**

**de la línea de
Impulsión**

Características:

Por su Clasificación:	Reservorio
Por su Tipo:	Cabecera
Por su Geometría:	Circular
Por sus Materiales:	Concreto Armado

4.3.2 Calculo de la Línea de Conducción

Sabiendo que la línea de conducción de nuestro sistema va desde la matriz hasta la cisterna por presión damos el siguiente esquema(Ver Anexo 03:

Cota Terreno 230 msnm

Eje Matriz 228,8 msnm

Longitud= **150** m

$$\phi = \left(\frac{Q_{md} \times 10^{-3}}{0.2785 \times C_x \times S^{0.54}} \right)^{0.38}$$

Q_d=Q_{md} = 6,02 l/s

S grafica = 0,1347 m/m

Diametro en cm = 0,054 m

Diametro en pulgadas = 2,20

Diametro Comercial= 3 "

$$S_{R1-X} = \left(\frac{Q_{md} \times 10^{-3}}{0.2785 \times C_x \times \phi^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$S_r = 0,0245 \text{ m/m}$$

$$h_{f \text{ real}} = 3,67 \text{ Pérdida por Fricción}$$

$$V = \frac{Q_{md} x 4}{\pi x \Phi^2} \geq 0,6 \text{ m/s}$$

$$V = 1,3$$

>

$$0,6 \text{ m/seg}$$

el Diámetro es Correcto

Calculo De Presión

PRESION DE LA MATRIZ **40** mca DATO BRINDADO POR SEDAPAL

$$H_g = 20,20 \text{ m}$$

$$H_{ff} = 3,67 \text{ m Pérdida por Fricción}$$

$$1 \quad \text{reduccion de 6" a 4"} \quad 1,295$$

$$2 \quad \text{codos de 90° - 4"} \quad 5,454$$

$$K = 6,749$$

$$H_{fl} = 0,60 \text{ m Pérdida Localizada}$$

$$H_{DT} = 24,47 \text{ m ALTURA DINÁMICA TOTAL}$$

$$\text{Presion de Llegada: } 15,53 \text{ mca}$$

>

$$15$$

mca

Verif. de presion de llegada

4.3.3 Cálculo de la Línea de Impulsión

Primera Línea De Impulsión (Cisterna - Rp-01)

(Equema Ver anexo 03)

Para la línea de impulsión:	203	distancia desde el eje de la bomba al reservorio
	99.20	metros de altura

Cisterna		
Capacidad	219.00	m3
Cota terreno	249.00	m.s.n.m.
Cota de fondo	245.70	m.s.n.m.
Cota del Nivel de agua	248.00	m.s.n.m.
Longitud de la Línea de Impulsión	225.94	m
Q promedio	4.63	ltrs/seg
Q md	6.02	ltrs/seg
Periodo de Bombeo	5	horas

K = 1.3

Ef.

Bomba 70.00%

COSTO DE ENERGÍA

ACTUALIZADA=0.31

r 2.50%

Reservorio		
Cota terreno	346.0	m.s.n.m.
Cota del Nivel de agua	348.5	m.s.n.m.

PARA UN BOMBEO DISCONTINUO

Diámetro Tentativo (Do)

n = 0.21

$$Q_b = \left(Q_{md} \times \frac{Tb}{24} \right)$$

Sabemos que el :

Qb = 28.89 ltrs/seg

$$D_o = 1.3 \times n^{1/4} \times \sqrt{Q_b}$$

Do = 0.149 m

Do =	5.8774	"
------	--------	---

Diámetro Comercial

6

ALTURA GEOMETRICA (Hg)

Hg = 100.50 m

PERDIDA DE CARGA POR FRICCION (Hff)

DIAMETRO	S(m/m)	L(m)	Hhf(m)
3	0.44566	225.941674	100.69
4	0.10993	225.941674	24.84
6	0.01529	225.941674	3.45
8	0.00377	225.941674	0.85
10	0.00127	225.941674	0.29

el diámetro de la línea de impulsión será: 4 “

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD ECONÓMICA						
ITEM	DESCRIPCIÓN	3	4	6	8	10
1	LONGITUD DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN	225,94	225,94	225,94	225,94	225,94
2	COSTO DE TUBERIA POR M.L. CLASE 10	212,67	330,12	411,76		
3	COSTO DE LA LÍNEA DE IMPUSIÓN	48051,01	74587,86538	93033,74	0	0
4	ALTURA GEOMÉTRICA	100,50	100,50	100,50	100,50	100,50
5	PÉRDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN	100,69	24,8375	3,45	0,85	0,2877
6	PÉRDIDAS DE CARGA LOCALIZADAS	33,94	10,7380	2,12	0,67	0,27
7	ALTURA DINÁMICA TOTAL	235,13	136,08	106,08	102,02	101,06
8	POTENCIA DE CONSUMO	129,39	74,88	58,37	56,14	55,62
9	POTENCIA INSTALADA	148,8	86,12	67,130	64,57	63,96
10	COSTOS UNITARIO DE HP INSTALADO	553,73	977,13	1261,68	0	0
11	COSTOS DE EQUIPO	82396,86	84146,86	84696,86		
12	COSTOS DE OPERACIÓN	62802,28	36345,23	28332,26	27249,98	26993,42
13	COSTO DE MANTENIMIENTO	8239,68	8414,68	8469,68	0	0
14	COSTO DE DEPRECIACIÓN ACTUALIZADO	8038,71	8209,45	8263,10	0	0
15	COSTO DE CAPITALIZACIÓN	20952,85	21170,41	22279,56	2724,99	2699,34
total		230481,43	232874,51	245075,24	29974,97	29692,76

Línea De Impulsión (Rp-01 - Rp-02)
(Equema Ver anexo 03)

Bomba

cota del RP-01 346.00

Para la línea

de distancia desde el eje de la bomba al
impulsión: 510.4 reservorio
metros de
37.00 altura

RP-01

Capacidad	103.00	m3	K = 1.3	
			Ef.	
Cota terreno	346.00	m.s.n.m.	Bomba 0.7	
Cota de fondo	346.00	m.s.n.m.	COSTO DE ENERGÍA ACTUALIZADA	
Cota de la canastilla	348.50	m.s.n.m.	r 2.50%	
Longitud de la Línea de Impulsión	269.38	m		0.31
Qpromedio	2.57	ltrs/seg		
Qmd	3.34	ltrs/seg		
Periodo de Bombeo	5	horas		

Reservorio		
Cota terreno	383.0	m.s.n.m.
Cota del Nivel de agua	385.5	m.s.n.m.

Para Un Bombeo Discontinuo

Diámetro Tentativo (Do)

n = 0.21

$$Q_b = \left(Q_{md} \times \frac{T_b}{24} \right)$$

Sabemos que el :

Qb = 16.01 ltrs/seg

$$D_o = 1.3 \times n^{\frac{1}{4}} \times \sqrt{Q_b}$$

Do = 0.111 m

Do =	4.3752	"
Diámetro Comercial		4

Altura Geométrica (Hg)

Hg = 37.00 m

Perdida De Carga Por Fricción (Hff)

DIAMETRO	S(m/m)	L(m)	Hhf(m)
2	3.20459	269.38	863.25
3	0.44566	269.38	120.05
4	0.10993	269.38	29.61
6	0.01529	269.38	4.12
8	0.00377	269.38	1.02

Perdida De Cargas Locales (Hhl)

*Pérdidas de carga localizadas en la impulsión

CANTIDAD	ACCESORIOS	K	2	3	4	6	8
1	Ampliación de 14" a 16"	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
3	Codo de PVC SP 4" x 90°	0.6	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
1	Válvula chek de 14"	10	10	10	10	10	10
4	curvas de 14" - 45°	0.12	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48
1	Válvulas compuerta de 14"	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19
1	Por descarga en RE-01	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
		$\Sigma K_{LI} =$	13.37	13.4	13.4	13.37	13.37

DIAMETRO (")	D (m)	V(m/s)	Hhl(m)
2	0.051	14.25	171.81
3	0.076	6.34	33.94
4	0.102	3.56	10.74
6	0.152	1.58	2.12
8	0.203	0.89	0.67

Altura Dinámica Total (HDT)

DIAMETRO (")	Hg (m)	hff (m)	hfl(m)	HDT (m)
2	37.00	863.253	#####	1072.06
3	37.00	120.051	33.9374	190.99
4	37.00	29.613	10.7380	77.35
6	37.00	4.118	2.1211	43.24
8	37.00	1.016	0.6711	38.69

Potencia De Consumo (Pc)

DIAMETRO (")	Qb (lt/sg)	HDT(m)	Pc(Hp)
2	28.89	1072.06	589.96
3	28.89	190.99	105.10
4	28.89	77.35	42.57
6	28.89	43.24	23.79
8	28.89	38.69	21.29

Potencia Instalada (Pi)

DIAMETRO (")	Pc (Hp)	Pi (Hp)
2	589.96	678.46
3	105.10	120.87

4	42.57	48.95
6	23.79	27.36
8	21.29	24.48

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD ECONÓMICA						
ITEM	DESCRIPCIÓN	2	3	4	6	8
1	LONGITUD DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN	269.38	269.38	269.38	269.38	269.38
2	COSTO DE TUBERIA POR M.L. INSTALADO CLASE 10	117.56	159.78	212.67	330.12	411.76
3	COSTO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN	31668.3128	43041.53	57289.0446	88927.7256	110919.909
4	ALTURA GEOMÉTRICA	37.00	37.00	37.00	37.00	37.00
5	PÉRDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN	863.25	120.0511	29.61	4.12	1.0158
6	PÉRDIDAS DE CARGA LOCALIZADAS	171.81	33.9374	10.74	2.12	0.67
7	ALTURA DINÁMICA TOTAL	1072.06	190.99	77.35	43.24	38.69
8	POTENCIA DE CONSUMO	589.96	105.10	42.57	23.79	21.29
9	POTENCIA INSTALADA	678.5	120.87	48.952	27.36	24.48
10	COSTOS UNITARIO DE HP INSTALADO	82.1422786	492.108596	1287.59918	2502.54913	3018.81053
11	COSTOS DE EQUIPO	55730.201	59480.201	63030.201	68480.201	73910.201
12	COSTOS DE OPERACIÓN	286343.45	51012.2955	20660.051	11549.0379	10333.1306
13	COSTO DE MANTENIMIENTO	5573.0201	5948.0201	6303.0201	6848.0201	7391.0201
14	COSTO DE DEPRECIACIÓN ACTUALIZADO	5437.09278	5802.94644	6149.2879	6680.99522	7210.75132
15	COSTO DE CAPITALIZACIÓN	38475.2077	16528.4999	15343.1605	18248.598	20976.5012
total		423227.285	181813.499	168774.765	200734.578	230741.513

Línea De Impulsión (Rp-01 - Rp-03)

(Equema Ver anexo 03)

RP-01				
Capacidad	103.00	m3	K = 1.3 Ef. Bomba 0.7	COSTO DE ENERGÍA ACTUALIZADA 0.31
Cota terreno	346.00	m.s.n.m.		
Cota de fondo	346.00	m.s.n.m.		

Cota de la canastilla	346.50	m.s.n.m.
Longitud de la Línea de Impulsión	517.35	m
Qpromedio	2.06	ltrs/seg
Qmd	2.68	ltrs/seg
Periodo de Bombeo	5	horas

Reservorio		
Cota terreno	452.0	m.s.n.m.
Cota del Nivel de agua	454.5	m.s.n.m.

PARA UN BOMBEO DISCONTINUO

Diámetro Tentativo (Do)

n = 0.21

$$Q_b = \left(Q_{md} \times \frac{T_b}{24} \right)$$

Sabemos que el :

Qb = 12.85 ltrs/seg

$$D_o = 1.3 \times n^{1/4} \times \sqrt{Q_b}$$

Do = 0.100 m

Do =	3.9204	"
------	--------	---

Diámetro Comercial 4

Altura Geométrica (Hg)

Hg = 108.00 m

Perdida De Carga Por Fricción (Hff)

DIAMETRO	S(m/m)	L(m)	Hhf(m)
2	3.20459	517.35	1657.90
3	0.44566	517.35	230.56
4	0.10993	517.35	56.87
6	0.01529	517.35	7.91
8	0.00377	517.35	1.95

Perdida De Cargas Locales (hhl)

*Pérdidas de carga localizadas en la impulsión

CANTIDAD	ACCESORIOS	K	2	3	4	6	8
1	Ampliación de 14" a 16"	0.4	0.4	0	0.4	0.4	0.4
3	Codo de PVC SP 4" x 90°	0.6	1.8	2	1.8	1.8	1.8
1	Válvula chek de 14"	10	10	10	10	10	10
4	curvas de 14" - 45°	0.12	0.48	0	0.48	0.48	0.48
1	Válvulas compuerta de 14"	0.19	0.19	0	0.19	0.19	0.19
1	Por descarga en RE-01	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

$\Sigma K_{LI} = 13.37 \quad 13 \quad 13.37 \quad 13.37 \quad 13.37$

DIAMETRO (")	D (m)	V(m/s)	Hhl(m)
2	0.051	14.25	171.81
3	0.076	6.34	33.94
4	0.102	3.56	10.74
6	0.152	1.58	2.12
8	0.203	0.89	0.67

ALTURA DINAMICA TOTAL (HDT)

DIAMETRO (")	Hg (m)	hff (m)	hfl(m)	HDT (m)
2	100.50	1657.896	#####	1930.20
3	100.50	230.561	33.9374	365.00
4	100.50	56.872	10.7380	168.11
6	100.50	7.909	2.1211	110.53
8	100.50	1.951	0.6711	103.12

POTENCIA DE CONSUMO (Pc)

DIAMETRO (")	Qb (lt/sg)	HDT(m)	Pc(Hp)
2	28.89	1930.20	1062.21
3	28.89	365.00	200.86
4	28.89	168.11	92.51
6	28.89	110.53	60.83
8	28.89	103.12	56.75

POTENCIA INSTALADA (Pi)

DIAMETRO (")	Pc (Hp)	Pi (Hp)
2	1062.21	1221.54
3	200.86	230.99
4	92.51	106.39
6	60.83	69.95
8	56.75	65.26

el diámetro de la línea de impulsión será:

4 "

4.3.4 Cálculo de la Línea Aductora

CALCULO DE LINEA ADUCTORA DEL RP-02

Datos:

Poblacion de Diseño:

(Pd)	=	1337		
Dotacion (dot)	=	150		
K1	=	1.30		
K2	=	3.00		
Q _p	=	2.57	l/s	
Q _d =Q _{mh}	=	7.70	l/s	
Cota Reservoirio	=	389.00	msnm	
Cota Final Aductora	=	385.00	msnm	
Long Tuberia	=	25.00	m	
S grafica	=	0.16	m/m	
Diametro Tentativo	=	0.057	m	
Diametro Tentativo		2.24	"	
Diametro Comercial	=	3	"	
V	=	1.70	m/seg	OK > 0.6 m/seg
Diametro definitivo	=	3	"	

Calculo De Línea Aductora Del Rp-03

Datos:

Poblacion de Diseño: = 1153

(Pd)							
Dotacion (dot)	=	150					
K1	=	1.30					
K2	=	3.00					
Q _p	=	2.06	l/s				
Q _d =Q _{mh}	=	6.18	l/s				
Cota Reservorio	=	452.50	msnm				
Cota Final Aductora	=	444.00	msnm				
Long Tuberia	=	25.32	m				
S grafica	=	0.34	m/m				
Diametro Tentativo	=	0.044	m				
Diametro Tentativo		1.73	"				
Diametro Comercial	=	2	"				
V	=	1.02	m/seg	OK >		0.6	m/seg
Diametro definitivo	=	2	"				

4.3.5 Cálculo de la Red de Distribución

TRAMO		NUMERO DE LOTES	qconsumo	Φ (pul)	Φ (cm)	K	K accesorio
1	2	1	0.0508	2	0.0508	#¡REF!	3.60
2	3	3	0.1524	2	0.0508	0.80	0.00
2	4	4	0.2032	2	0.0508	3.00	1.80
4	5	6	0.3048	2	0.0508	0.80	0.00
4	6	3	0.1524	2	0.0508	3.00	1.80
6	7	3	0.1524	2	0.0508	1.20	0.00
6	8	0	0.0000	2	0.0508	2.60	1.80
8	9	6	0.3048	2	0.0508	1.00	0.00
8	10	0	0.0000	2	0.0508	3.00	1.80
10	11	6	0.3048	2	0.0508	1.00	0.00

1	12	0	0.0000	2	0.0508	#¡REF!	0.90
12	12'	4	0.2032	2	0.0508	2.02	0.42
12'	13	12	0.6096	2	0.0508	2.40	0.00
1	14	1	0.0508	2	0.0508	#¡REF!	1.80
14	15	18	0.9144	2	0.0508	3.20	0.00
14	16	4	0.2032	2	0.0508	1.02	0.42
16	17	8	0.4064	2	0.0508	1.82	0.42
17	18	3	0.1524	2	0.0508	1.70	0.90
18	19	0	0.0000	2	0.0508	1.70	0.90
19	20	3	0.1524	2	0.0508	1.42	0.42
20	21	3	0.1524	2	0.0508	1.22	0.42
21	22	15	0.7620	2	0.0508	3.10	0.90
22	23	0	0.0000	2	0.0508	1.90	0.90
23	24	12	0.6096	2	0.0508	2.00	0.00

NUMERO

TOTAL

DE LOTES 115

S (1/1000)	V(l/s)	L horizontal (m)	L (m)	Hhf (m)	Hhl (m)	Hg	HDT
-0.02535	2.506	14.00	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!
0.19391	7.519	19.00	21.02	2.3053	4.077	9.0000	15.3820
-0.33034	10.025	29.00	31.20	15.3686	-10.306	-11.5000	-6.4371
0.69994	15.038	19.50	22.39	9.2211	15.671	11.0000	35.8917
-0.19391	7.519	28.20	30.27	8.6448	-5.869	-11.0000	-8.2247
0.19391	7.519	28.20	30.65	3.4579	5.943	12.0000	21.4006
0.00000	0.000	19.40	20.16	0.0000	0.000	-5.5000	-5.5000
0.69994	15.038	20.50	24.01	11.5264	16.806	12.5000	40.8322
0.00000	0.000	29.00	29.72	0.0000	0.000	-6.5000	-6.5000
0.69994	15.038	20.00	23.32	11.5264	16.325	12.0000	39.8516
0.00000	0.000	31.00	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!
-0.33034	10.025	36.00	39.60	10.3482	-13.082	-16.5000	-19.2338
-2.52651	30.076	53.00	57.78	110.6536	-145.970	-23.0000	-58.3168
-0.02535	2.506	27.50	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!

-5.35324	45.115	72.50	78.46	331.9608	-420.025	-30.0000	-118.0639
-0.33034	10.025	15.50	17.22	5.2253	-5.688	-7.5000	-7.9629
-1.19241	20.051	29.50	34.05	37.2944	-40.599	-17.0000	-20.3046
-0.19391	7.519	20.50	21.83	4.8987	-4.233	-7.5000	-6.8341
0.00000	0.000	19.00	19.16	0.0000	0.000	2.5000	2.5000
0.19391	7.519	20.50	23.51	4.0919	4.558	11.5000	20.1497
-0.19391	7.519	19.50	21.48	3.5156	-4.165	9.0000	8.3510
-3.81931	37.596	51.00	55.15	223.3243	-210.651	-21.0000	-8.3271
0.00000	0.000	26.00	26.00	0.0000	0.000	0.5000	0.5000
2.52651	30.076	49.00	49.57	92.2113	125.241	7.5000	224.9523

DISEÑO FINAL

PRIMERA LINEA DE SUCCION

D = 6 "
 Hg = 2.80 m
 L = 5.80 m
 S = 0.013 m/m
 Hhf_s = 0.078 m
 K = 0.94
 V = 1.58 m/seg
 Hhl_s = 0.120 m

RESUMEN

Qb = 28.89 ltrs/seg
 HDT = 136.1 m
 Di = 4 "
 Ds = 6 "
 Pc = 74.9 HP
 Pi = 86.1 HP

SEGUNDA LINEA DE SUCCION

D = 4 "
 Hg= 0.00 m
 L= 3.00 m
 S= 0.032 m/m
 Hhf_s= 0.097 m
 K= 0.94
 V= 1.97 m/seg
 Hhl_s= 0.187 m

RESUMEN

Qb =	16.01	ltrs/seg
HDT=	191.0	m
Di=	3	"
Ds=	4	"
Pc=	105.1	HP
Pi=	120.9	HP

SEGUNDA LINEA DE SUCCION

D = 6 "
 Hg= 0.00 m
 L= 3.00 m
 S= 0.003 m/m
 Hhf_s= 0.009 m
 K= 0.94
 V= 0.70 m/seg

 m

 Hhl_s= 0.024

RESUMEN		
Qb =	12.85	ltrs/seg
HDT=	168.1	m
Di=	4	"
Ds=	6	"
Pc=	92.5	HP
Pi=	106.4	HP

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El presente trabajo cuenta con una red de distribución mixta
- Haciendo un análisis costo beneficio el proyecto estaría costando s/ 1 000 ,000 con un margen de error del 5%, lo cual es rentable de acuerdo a la demanda poblacional
- Según encuestas la facturación que sedapal daría estaría entre 20 a 30 soles mensuales
- No existen reservorios a 5 kilómetros a la redonda
- No contempla puntos para abastecer a las zonas aledañas, por ejemplo en el AAHH Zona industrial, Debido a que las características son diferentes y no son rentables
- Sabemos que el gobierno lanzó un programa agua para todos en beneficio a las zonas rurales, este proyecto califica para entrar en este programa
- Se recomienda que se prosiga con el estudio de investigación en lo referente a las redes de distribución, para la perfección del mismo, que sirva como base para los AAHH que tengan características similares en la periferia de Lima metropolitana

VI BIBLIOGRAFÍA

VI BIBLIOGRAFÍA

- *AGÜERO PITTMAN, Roger 1997. Agua Potable para poblaciones rurales*
- *VIERENDEL, 1997. Abastecimiento de Agua y Alcantarillado*
- *Arocha, Simon, 1995. 1997. Abastecimiento de Agua y Alcantarillado*
- *MANUAL SOBRE TECNOLOGIA APROPIADA, Para abastecimiento de agua potable y sanamiento*

VII ANEXOS

**ANEXO 01: PLANO DE UBICACIÓN
DEL AA HH “12 DE JUNIO”**

**ANEXO 02: ESQUEMAS DE LAS
ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN**

Alternativa “A”



Toma del de Sistema



Esquema general de la red, se puede apreciar la línea blanca entre reservorio una disminución brusca en la altura dinámica total

Alternativa “B”

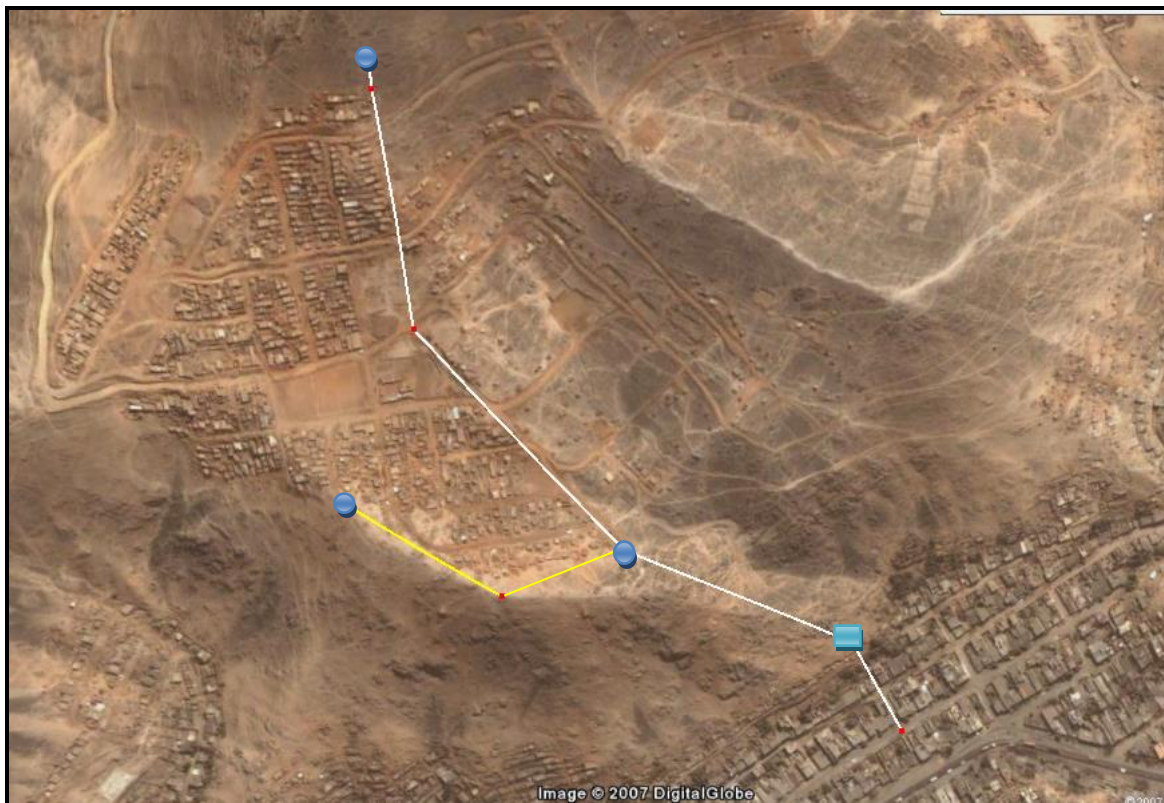


Toma del Sistema



Esquema general de la red, se puede apreciar la línea blanca la cual representa nuestra línea de impulsión tiene muchos quiebres y pasa por entre pasajes que no tiene el ancho mínimo para colocar una tubería

Alternativa “C”



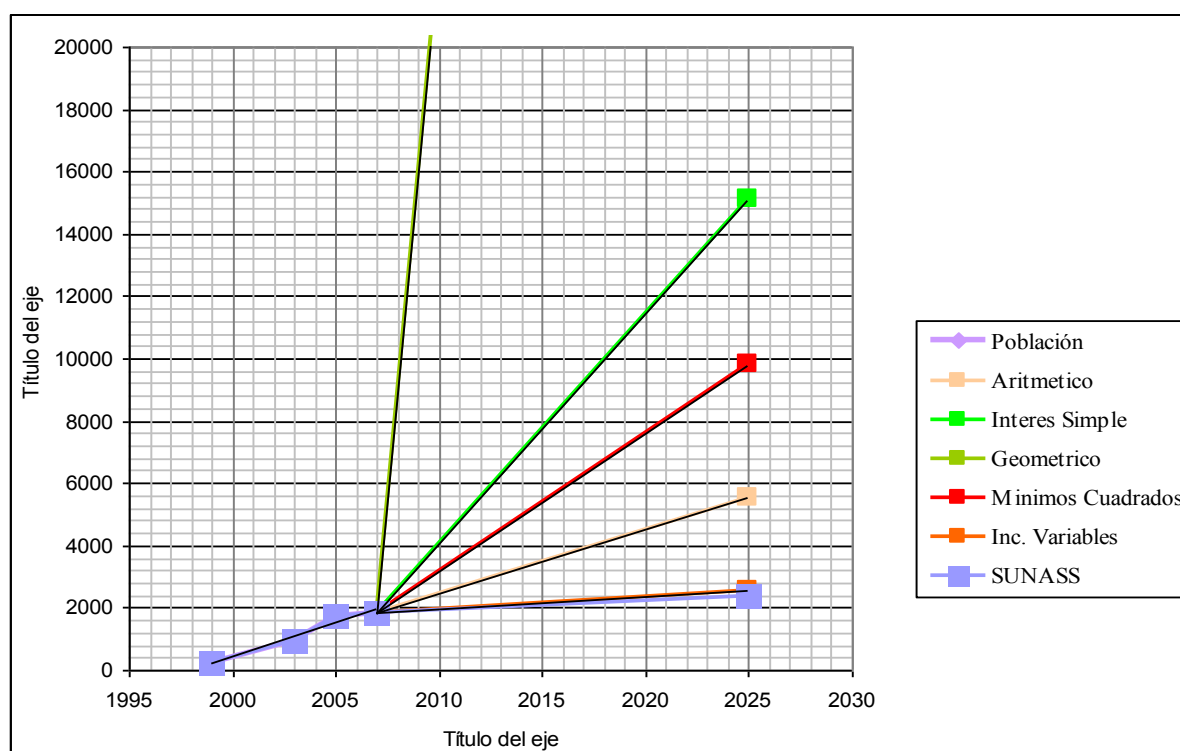
Esquema general del Sistema Definitivo de Abastecimiento de Agua



Sistema definitivo, se muestra una línea de conducción, 3 líneas de impulsión

ANEXO 03: CUADROS Y GRAFICAS

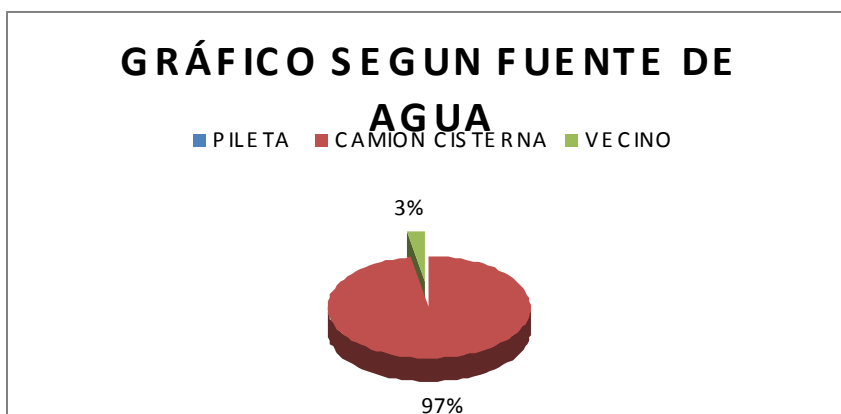
Métodos para determinar la población futura



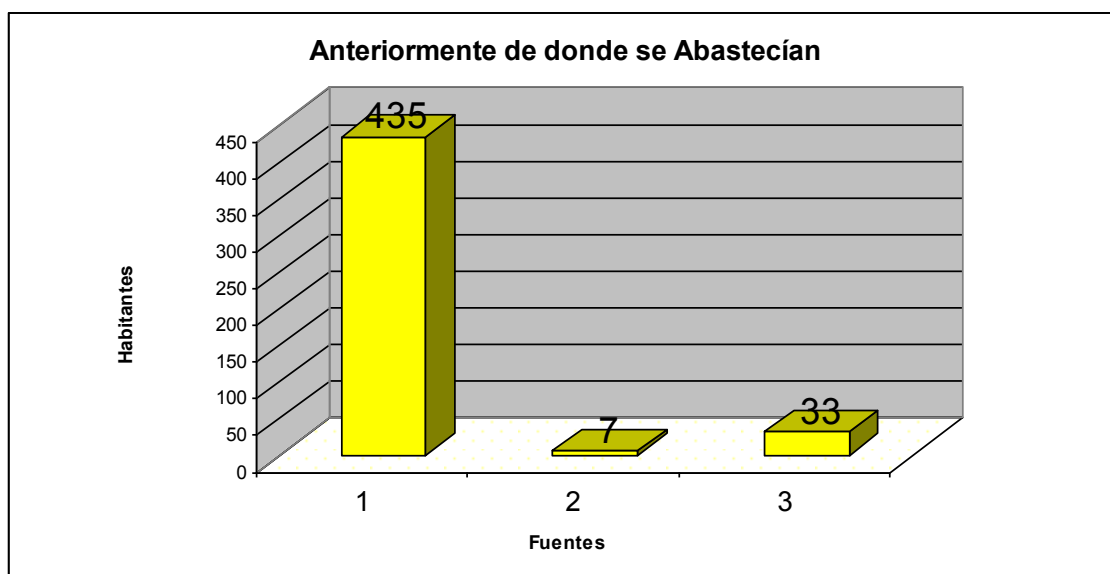
De acuerdo al gráfico de comparaciones, sólo tomamos los métodos de SUNASS y de Incremento de Variables, debido a que el método de SUNASS tiene una alta confiabilidad y no sirve para darnos una referencia de nuestra proyección futura los demás métodos no se pueden tomar en cuenta ya que tienen intervalos considerables.

Población Promedio al 2025 =	2490
------------------------------	------

Fuentes de Abastecimiento

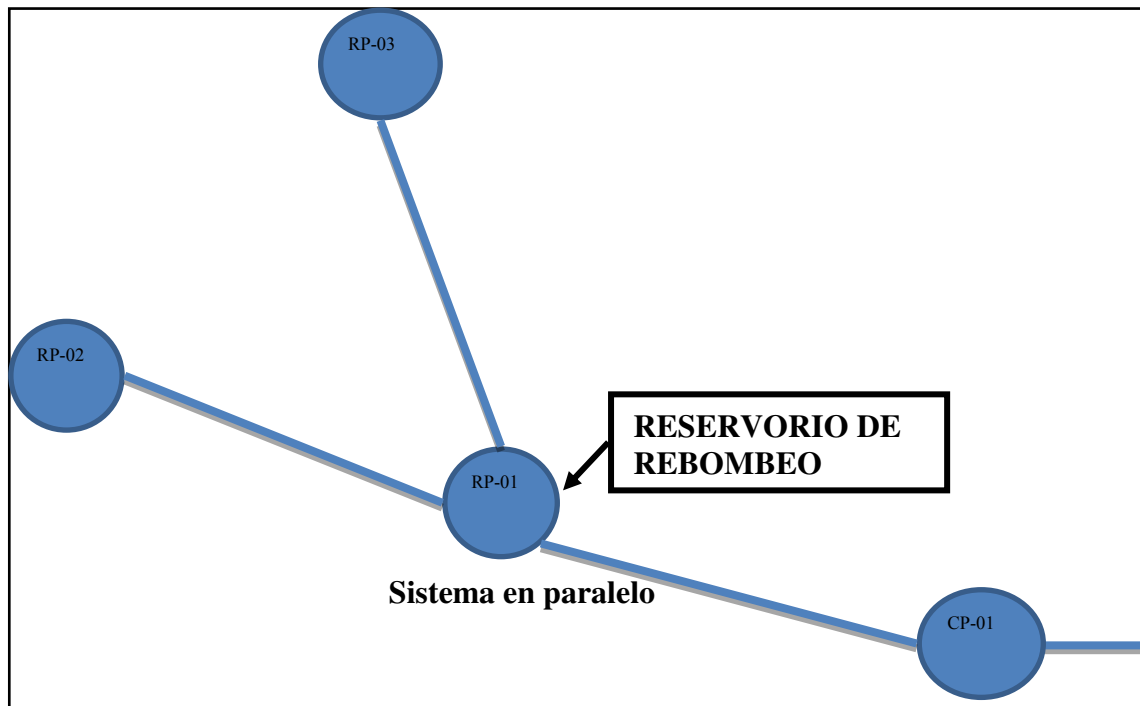


Seguidamente mostramos una grafico de donde se abastecían anteriormente de acuerdo a las encuestas ya hechas



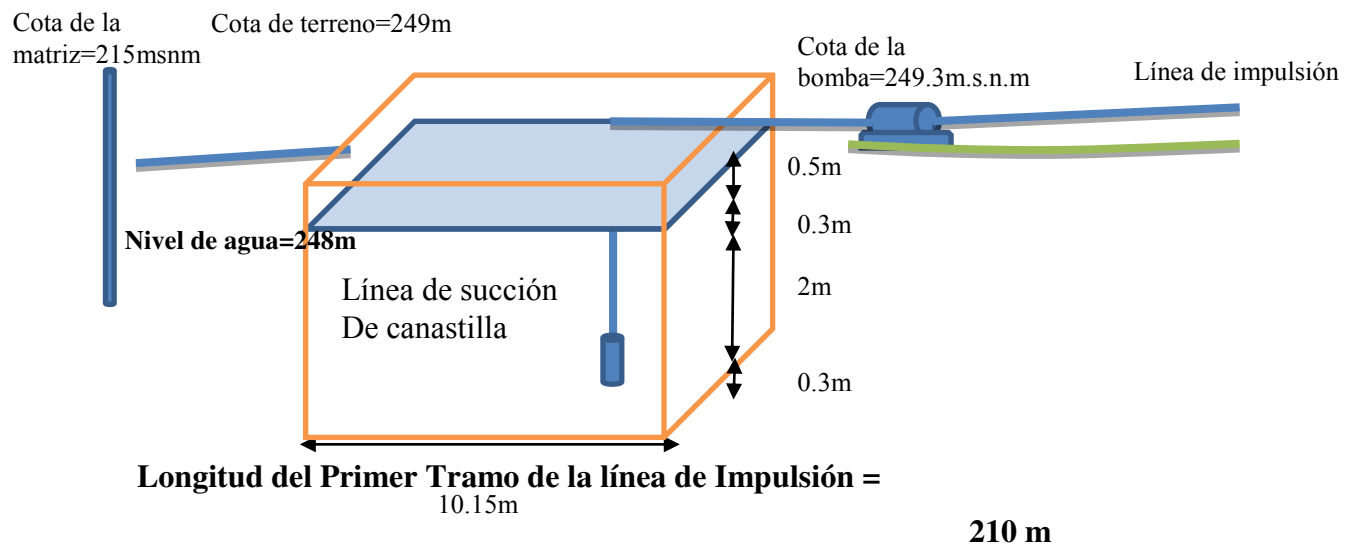
Cuadro de barras, habitantes vs fuentes de abastecimiento

- parámetros de diseño:

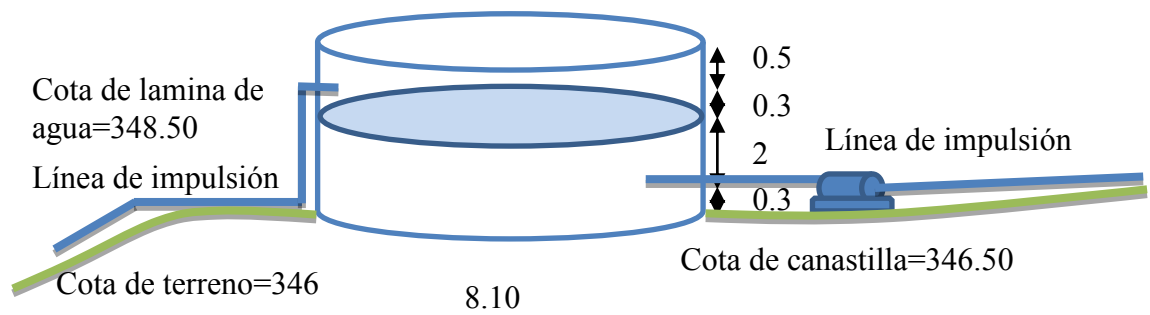


Sistema en paralelo

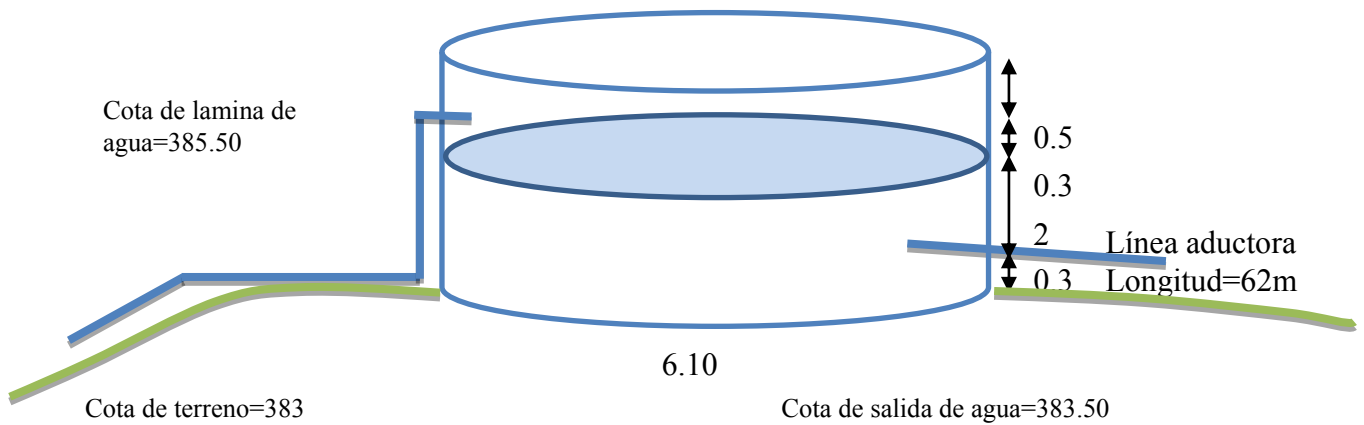
fuentes de Reservorio



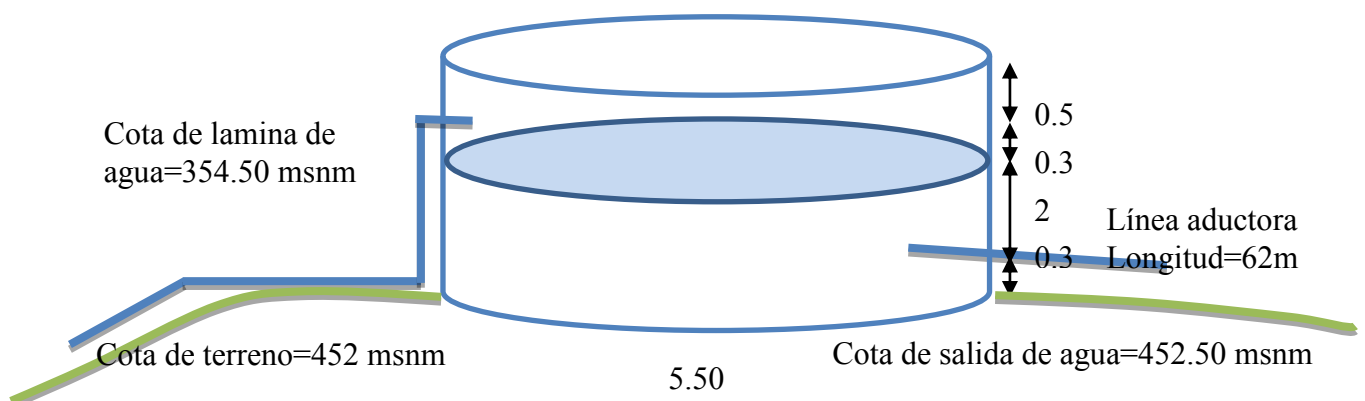
Reservorio N°1



Reservorio N°2

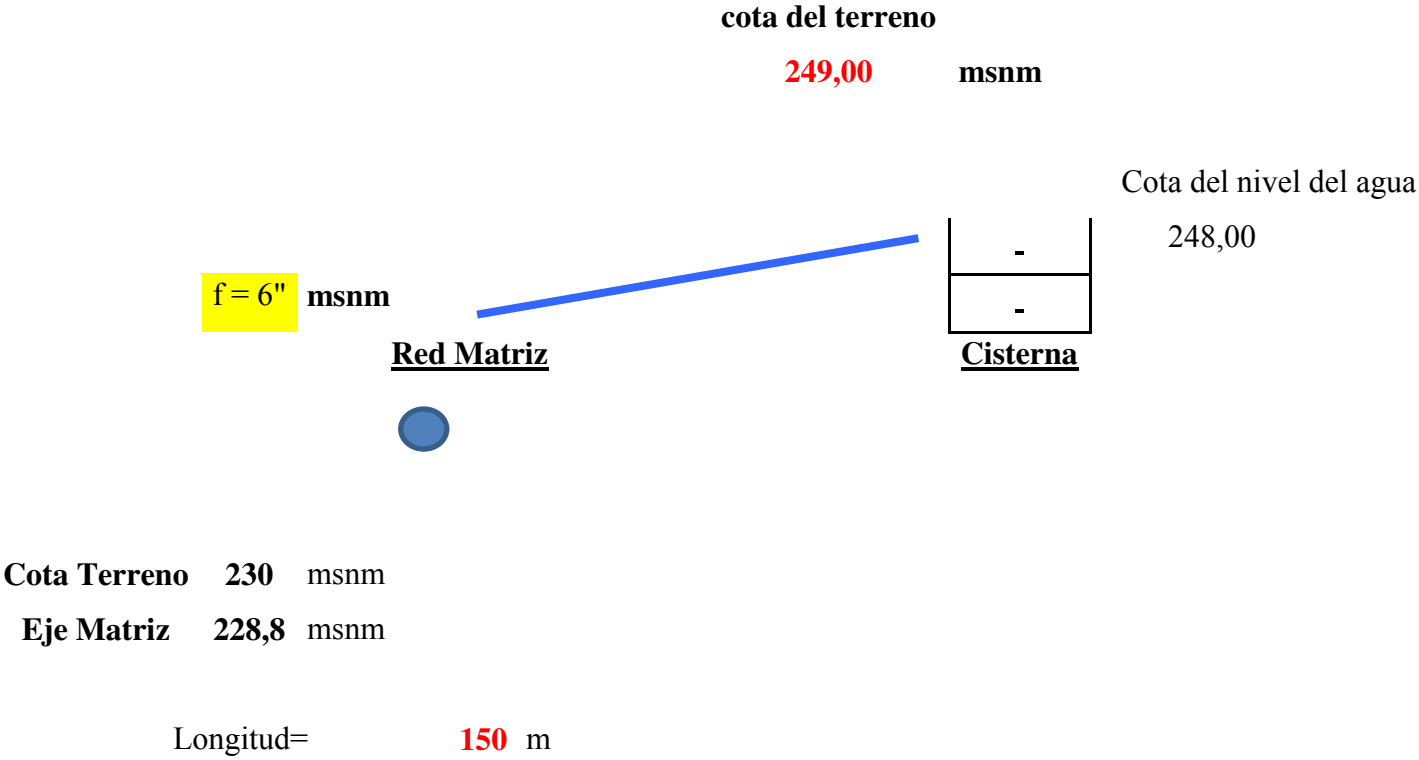


• **Reservorio N°3**



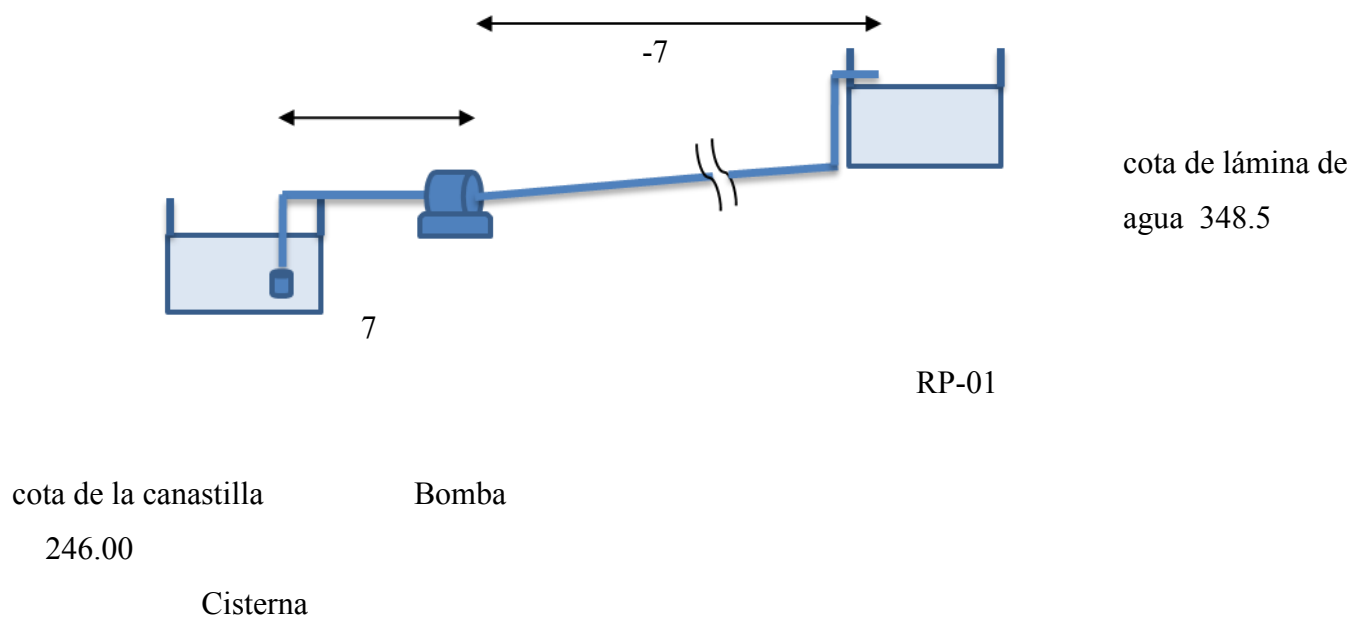
Línea de Conducción

Sabiendo que la línea de conducción de nuestro sistema va desde la matriz hasta la cisterna por presión damos el siguiente esquema:

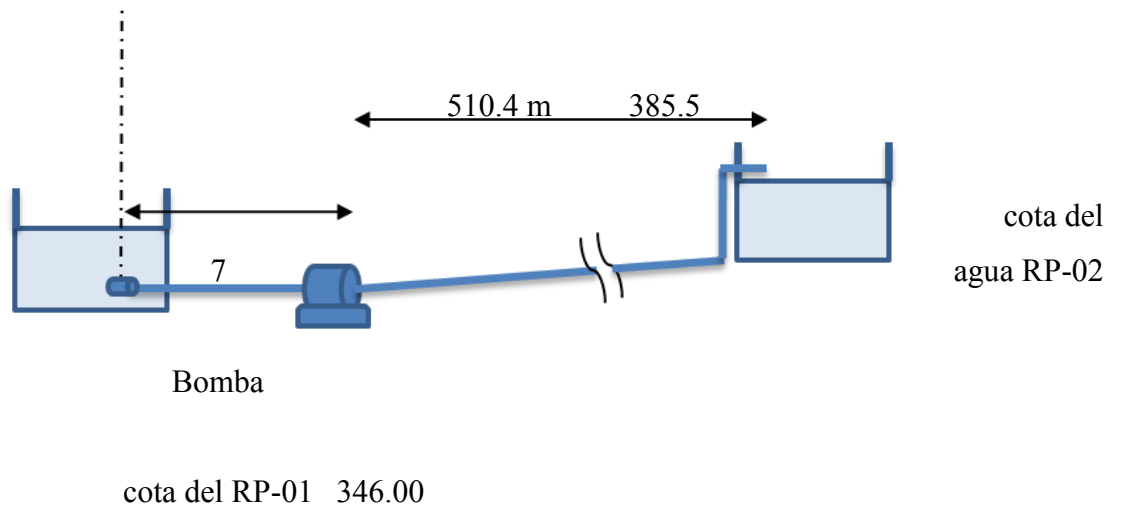


Línea de Impulsión

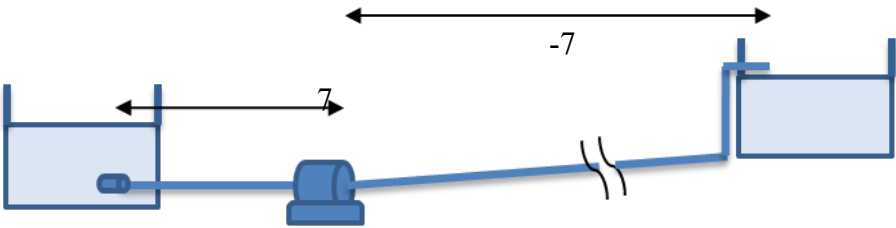
Primera Línea De Impulsión (Cisterna - Rp-01)



Línea De Impulsión (Rp-01 - Rp-02)



Línea De Impulsión (Rp-01 - Rp-03)



cota del RP-01

Bomba

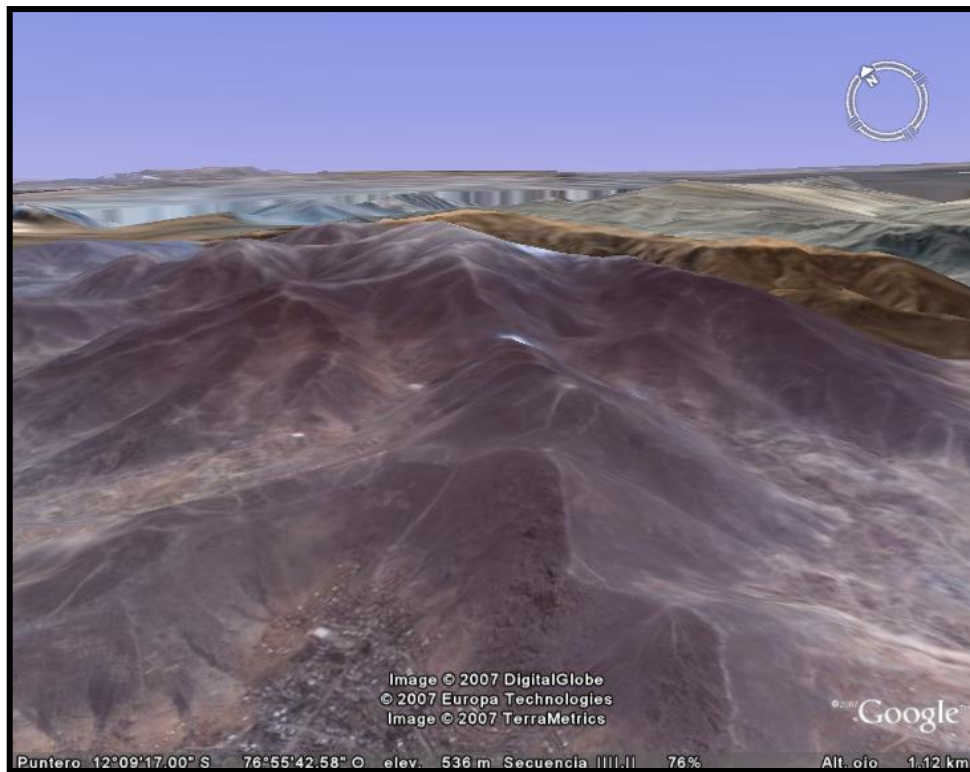
Para la línea de
impulsión:

distancia desde el eje de la
-7 bomba al reservorio
metros de altura

ANEXO 04: VISTAS FOTOGRAFICAS



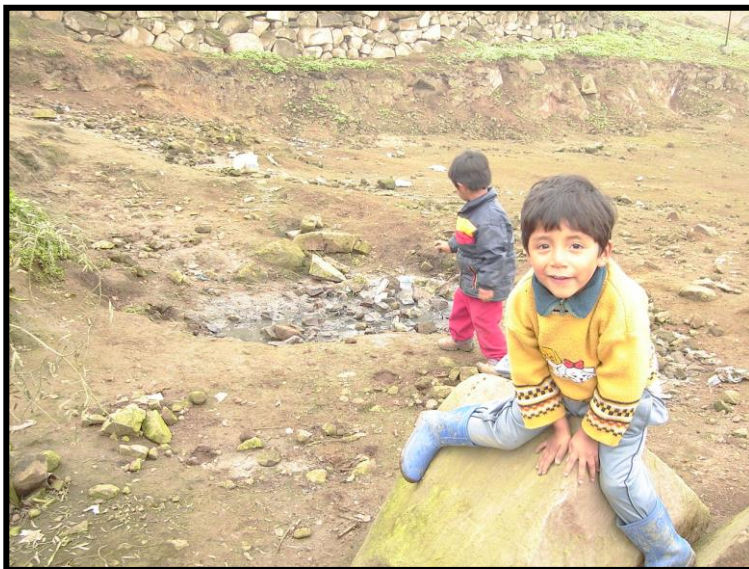
Acceso al AA HH "12 de Junio"



Toma Satelital, muestra la Zona de la posible red



Toma de las casas típicas de la zona



A la izquierda se muestra la forma en que se botan las aguas de forma rústica y a la derecha como se forman las pozas de aguas servidas y los niños en eminente peligro de contaminación.



Se nota la diversidad en el almacenamiento de agua, en su mayoría cuentan con cilindros y bidones